
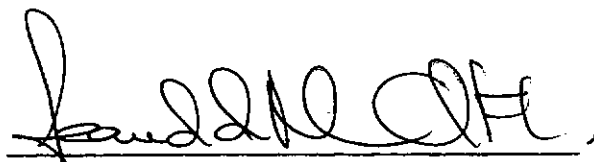



CONSIDERAÇÕES SOBRE FATORES  
ENVOLVIDOS EM ANÁLISES DE ESTABILIDADE  
DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ASSENTES  
EM MACIÇOS ROCHOSOS

Delfim José Leite Rocha

Tese submetida ao corpo docente da Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.) em Engenharia Civil.

Aprovado por:

  
\_\_\_\_\_  
Willy Alvarenga Lacerda  
(Presidente)  
\_\_\_\_\_  
Leandro de Moura Costa Filho  
\_\_\_\_\_  
Paulo Teixeira Cruz

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL  
Março de 1987

ROCHA, DELFIM JOSÉ LEITE

Considerações sobre Fatores Envolvidos em Análise de Estabilidade de Estruturas de Concreto Assentes em Maciços Rochosos (Rio de Janeiro) 1987.

VIII , 215 ,29,7 cm (COPPE/UFRJ M.Sc., Engenharia Civil, 1987).

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro,  
COPPE.

1. Mecânica dos Solos

I. COPPE/UFRJ

II. Título (Série)

Aos meus pais e aos verdadeiros  
amigos pela compreensão e  
incentivo constantes durante  
este trabalho

AGRADECIMENTOS

Aos professores Willy Alvarenga Lacerda e, em particular, Leandro de Moura Costa Filho pela amizade, confiança e dedicada orientação.

Ao Professor Paulo Teixeira Cruz pela colaboração e interesse em participar da banca examinadora.

A Engevix S.A., na pessoa do Eng<sup>o</sup> Roberto Monteiro de Andrade, chefe do Departamento de Engenharia Civil, pela colaboração decisiva, possibilitando a realização das análises computacionais utilizando as instalações da empresa, colocando à disposição os dados necessários às análises piezométricas e por fim, incentivando as atividades de pesquisa por parte de funcionários do seu quadro de pessoal.

A Sondotécnica S.A., na pessoa do Eng<sup>o</sup> Homero Valle de Menezes Côrtes, chefe do Departamento de Engenharia Civil, por possibilitar-me a realização do curso de pós-graduação e das análises computacionais preliminares.

A Furnas Centrais Elétricas S.A. e a Eletronorte S.A. por colocar à disposição os dados piezométricos e informações de projeto necessários.

Ao Prof. Fernando Emmanuel Barata pelo entusiasmo e incentivo ao estudo da Mecânica dos Solos desde a época da graduação.

Ao amigo e colega Eng<sup>o</sup> Sidney dos Reis Barbosa da Silva pela compreensão e incentivo no tocante à complementação dos estudos.

Ao Prof. Márcio Miranda Soares pelo dedicado interesse, decisivo para a complementação e apresentação do presente trabalho.

A Dra. Glory Gibson Lyra pelo apoio amigo, decisivo para a consecução deste trabalho.

Aos amigos Marcelo Trisciuzzi, Maria Luisa Varella Neves, Carmem Valéria e Roberto Abuassi pelo constante incentivo durante todo o desenvolvimento deste trabalho.

Ao projetista Severino Corrêa de Albuquerque, responsável pela parte gráfica deste trabalho, desenvolvendo-a com inegável competência e profissionalismo.

Às amigas Inês Pinto da Fonseca Rocha, Therezinha Panetto, Léa Rita Bornél e Sonia Schreiber Motta pela extrema boa vontade no trabalho de datilografia.

Enfim, a todos aqueles que, involuntariamente, e que, de algum modo, contribuíram para tornar este trabalho exequível.

Resumo da Tese Apresentada a COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Grau de Mestre em Ciências - (M.Sc.)

CONSIDERAÇÕES SOBRE FATORES ENVOLVIDOS EM  
ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE ESTRUTURAS DE  
CONCRETO ASSENTES EM MACIÇOS ROCHOSOS

Delfim José Leite Rocha

MARÇO DE 1987

Orientadores: Prof. Willy Alvarenga Lacerda

Prof. Leandro de Moura Costa Filho

Programa: Engenharia Civil

Esta tese objetiva apresentar os principais critérios e métodos para cálculo de subpressões atuantes sobre estruturas de concreto com fundação em maciços rochosos, bem como discutir considerações mais realistas sobre a aplicação desses processos a projetos de barragens. São feitas análises de medições piezométricas obtidas para estruturas de aproveitamentos hidrelétricos já em operação, analisando-se comparativamente com os procedimentos de cálculo dos diagramas de subpressão consagrados pela prática.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the Degree of Master of Science (M.Sc.)

CONSIDERATIONS ON ASPECTS RELATED TO  
STABILITY ANALYSIS OF CONCRETE  
STRUCTURES WITH ROCK FOUNDATION

Delfim José Leite Rocha

March, 1987

Chairman: Prof.Willy Alvarenga Lacerda  
Prof.Leandro de Moura Costa Filho

Department: Civil Engineering

This thesis intends to present the main design criteria and methods used to compute the uplift pressures acting on concrete structures with rock foundation, as well as to discuss more realistic considerations on using these techniques in designs of dams. Some piezometric informations measured in structures of operating hydroelectric plans are analysed in comparison with the uplift pressure diagrams applied in currency.

Í N D I C E

	Pág.
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO .....	1
CAPÍTULO II - PRINCIPAIS CRITÉRIOS DE CÁLCULO E FATORES QUE INFLUENCIAM A SUBPRESSÃO .....	5
II.1 - A Evolução Histórica dos Critérios de Subpressão ..	6
II.2 - Principais Critérios e Métodos de Cálculo .....	12
II.3 - Principais Fatores que Influenciam a Subpressão ...	33
CAPÍTULO III - ANÁLISE DAS MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS .....	60
III.1 - Objetivo da Análise .....	62
III.2 - Procedimento Adotado .....	64
III.3 - Análise das Medições Piezométricas .....	68
III.4 - Observações e Conclusões Gerais Resultantes das A- nálises .....	109
CAPÍTULO IV - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES .....	167
ANEXO I .....	172
ANEXO II .....	186
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	210



## C A P Í T U L O   I

### I N T R O D U Ç Ã O

## I. - INTRODUÇÃO

Uma das etapas mais importantes no projeto do conjunto de obras que compõem um aproveitamento hidráulico, em especial as usinas hidrelétricas, é o dimensionamento das estruturas de concreto que, ao lado das obras de terra e enrocamento, são responsáveis pela garantia do funcionamento adequado e da segurança do empreendimento.

Para a definição do arranjo geral das estruturas de concreto (muros de transição, vertedouro, tomada d'água, casa de força e área de montagem) e dimensionamento de suas seções típicas, faz-se necessário proceder a estudos de estabilidade global das mesmas, analisando os aspectos concernentes a sua segurança ao tombamento, flutuação e deslizamento pelo contato concreto/rocha e por eventuais planos potenciais de fraqueza pela fundação.

Nesses estudos um dos fatores mais decisivos e gerador de controvérsias é o esforço atuante na base das estruturas provocado pela água que venha a percolar pelo maciço de fundação, face à diferença de carga total existente entre o reservatório de montante e o nível d'água a jusante das obras. A essa força denominamos correntemente subpressão.

Os critérios adotados em projetos para determinação dos esforços de subpressão a serem empregados nas análises de estabilidade pelo contato concreto/rocha e para estimativa das poropressões desenvolvidas no maciço de fundação são variados e, por conseguinte, foco de constantes discussões sobre sua aplicabilidade às condições específicas de determinado projeto e sobre seu grau de conservadorismo. Tais controvérsias são justificáveis em grande parte por estar a determinação desses esforços ligada a aspectos erráticos, como o grau de confiabilidade inerente à caracterização hidrogeotécnica dos maciços de fundação das estruturas.

Os critérios adotados baseiam-se em desenvolvimentos teóricos e analíticos ou em observações de informações piezo métricas disponíveis para obras de porte em operação. Deve ser ressaltado que alguns desses procedimentos podem mostrar-se excessivamente conservadores e, conseqüentemente, comprometedores da economia do empreendimento, quando comparados a resultados de me dições realizadas "in situ".

Além desses aspectos, o desenvolvimento crescente dos processos computacionais introduziu variáveis novas no campo de análises e estimativas de subpressões. O uso corrente de métodos empregando elementos finitos e sua adaptação em programas de computador de fácil acesso, permite a determinação mais apurada dos valores de pressões e vazões presentes no meio de fundação a partir de modelos de análise que sejam representativos das condições hidrogeotécnicas e geométricas das obras.

O presente trabalho objetiva apresentar os principais critérios e métodos de análise disponíveis para estimativa dos esforços de subpressão bem como discutir considerações mais realistas a respeito dos mesmos, baseando-se em análises comparativas desses procedimentos. Procuramos ainda comparar a aplicação dos métodos já consagrados pela prática com resultados atualizados de medições piezométricas em diversas obras. Dessa forma procuramos poder acrescentar algumas contribuições a um campo de estudo tão discutido e fascinante.

O capítulo II apresenta os principais critérios disponíveis para estimativa de subpressões, enfatizando aqueles de utilização mais corrente (U.S. Bureau of Reclamation, CRUZ e BARBOSA, ANDRADE), abordando ainda os métodos computacionais mais empregados atualmente em projetos (PERCOL, MEPON).

Apresenta-se ainda uma breve discussão sobre aspectos correlatos com o cálculo de subpressões, como eficiência da drenagem, abertura de "fendas de tração" a montante das estru-

ras, influência de cortina de injeções, etc.

No capítulo III são apresentadas medições piezométricas coletadas em diferentes obras, em complementação aos estudos já realizados nesse sentido por outros autores, como CRUZ e BARBOSA (15). Estes dados foram analisados e tratados de forma a possibilitar sua comparação com os critérios de cálculo desenvolvidos com base em observações de campo, atendo-se aos pontos mais controvertidos como abertura de "fendas" de tração no maciço de fundação a montante e jusante das estruturas, eficiência das cortinas de injeção e drenagem, efeito introduzido por galeria de drenagem no maciço rochoso e comportamento das descontinuidades do maciço no tocante às subpressões nelas atuantes.

O capítulo IV apresenta as principais conclusões que podem ser observadas a partir dos resultados das análises realizadas, procurando enfocar e discutir a validade generalizada do conservadorismo relacionado aos métodos normalmente utilizados em projetos.

O Anexo I aborda uma análise mais detalhada da metodologia proposta por COELHO (13), o denominado "Método do Dreno Unitário", procurando apresentar uma fundamentação teórica que justifique sua escolha e aplicabilidade às análises computacionais desenvolvidas na prática.

## CAPÍTULO II

PRINCIPAIS CRITÉRIOS DE CÁLCULO

E FATORES QUE INFLUENCIAM

A SUBPRESSÃO

## CAPÍTULO II - PRINCIPAIS CRITÉRIOS DE CÁLCULO E FATORES QUE INFLUENCIAM A SUBPRESSÃO

### II.1 - A EVOLUÇÃO HISTÓRIA DOS CRITÉRIOS DE SUBPRESSÃO

### II.2 - PRINCIPAIS CRITÉRIOS E MÉTODOS DE CÁLCULO

II.2.1 - Critério do U.S.BUREAU OF RECLAMATION

II.2.2 - Critério de CRUZ e BARBOSA

II.2.3 - Teoria de CASAGRANDE

II.2.4 - Critério de ANDRADE

II.2.5 - Método do Dreno Unitário

II.2.6 - Método dos Pontos Nodais

### II.3 - PRINCIPAIS FATORES QUE INFLUENCIAM A SUBPRESSÃO

II.3.1 - Variação Relativa da Permeabilidade do Maciço

II.3.2 - Diâmetro e Espaçamento dos Drenos

II.3.3 - Profundidade da Linha de Drenos

II.3.4 - Variação dos Níveis D'Água de Montante e Jusante

II.3.5 - Distância da Linha de Drenos ao Paramento de Montante

II.3.6 - Existência da Cortina de Injeções

II.3.7 - Existência de Feições Horizontais e Inclínadas

II.3.8 - Existência de Linhas de Drenos a Montante e a Jusante

II.3.9 - Anisotropia

II.3.10- Colmatção dos Drenos

## II.1 - A EVOLUÇÃO DOS CRITÉRIOS DE SUBPRESSÃO

Após a ocorrência de acidentes em barragens, como o de Bonzey (França, sec. XIX), onde admitiu-se a possibilidade de infiltração em fissuras no corpo da estrutura, iniciaram-se as considerações sobre a existência de subpressões internas aos maciços e no contato com a fundação.

A seguir apresentamos algumas contribuições históricas ao estudo da distribuição, determinação e controle de subpressões. É importante ressaltar que não é nosso objetivo apresentar uma evolução histórica detalhada do estudo de subpressões, pretendendo apenas relacionar conceitos e questionamentos que mostraram-se influenciadores dos principais critérios e métodos até hoje utilizados, descritos posteriormente neste trabalho.

As informações apresentadas a seguir foram obtidas a partir das considerações tecidas por ANDRADE (2).

Em 1888, J.B. Francis já considerava a subpressão como ocasionada pelo aparecimento de fendas na rocha, variando entre valores iguais aos níveis d'água de montante e jusante. Pesquisou ainda a área de atuação da subpressão na base das estruturas, além de recomendar o uso de drenos junto ao paramento de montante para aliviar as pressões. Suas opiniões deram início a uma série de publicações pela American Society of Civil Engineers.

Kiel e Lieckfeldt admitiram a abertura de juntas e a existência da subpressão em todos os pontos onde as tensões de compressão fossem inferiores às pressões hidrostáticas, assumindo distribuições retangulares nessas regiões.

O reconhecimento da existência de fendas na fundação conduziu a uma série de recomendações centradas primordialmente na preocupação de combater a subpressão, relegando a segundo plano as discussões que buscassem compreender o fenômeno.

FORCHHEIMER (21), em 1917, publicou um Tratado de Hidráulica no qual explicava a teoria do fluxo d'água em meios porosos, apresentando métodos gráficos para a solução da equação de Laplace, desde que conhecidas as condições de contorno.

Estudou ainda a teoria dos poços, estabelecendo pela primeira vez uma equação que determinava a superfície piezométrica para uma linha de poços paralelos a um plano onde atuasse a pressão hidrostática.

Em 1937, MUSKAT(32) abordou praticamente todos os problemas envolvendo fluxo de água no subsolo. Partindo de condições de contorno pré-estabelecidas, chegou à equação da superfície piezométrica para um meio permeável, isotrópico, contido entre duas superfícies impermeáveis, sujeito a um fluxo horizontal partindo de montante, com uma fileira de poços localizada a uma certa distância do plano de montante. Esta equação é semelhante àquela estabelecida por FORCHHEIMER (21).

Weaver estabeleceu o diagrama de subpressão na base de uma barragem impermeável assente em fundação homogênea permeável, com uma cortina corta-água, dando suporte aos estudos abordando o uso de estacas - pranchas, trincheiras e cortinas de injeção. Ainda sobre o assunto DACHLER (17) fez um estudo considerando a imperfeição de uma cortina desse tipo, supondo a sua não estanqueidade através de aberturas que permitissem o fluxo para jusante.

Em 1932, T.E. Hook publicou na revista Civil Engineering um artigo sobre subpressões em que apresentava, pela primeira vez, observações de medições em maciços de fundação de 9 barragens, apresentadas na figura (II.1).

A partir destes resultados Terzaghi observou que, apesar dos maciços apresentarem diferentes constituições, estes



apresentavam-se com boa homogeneidade, tendendo as subpressões ao longo da base a variarem linearmente. Assim concluiu que as fendas nos maciços rochosos distribuíam-se de forma mais regular do que era imaginado.

Terzaghi observou ainda que, para estruturas com fundação quase sem fendas, poderiam ser obtidas pressões elevadas (Barragem de Oester), bastante diferentes daquelas observadas em rochas fissuradas. As subpressões elevadas seriam devidas portanto à presença de fendas horizontais no maciço aparentemente mais são.

Concluiu que os drenos devem procurar aproveitar vantagens geológicas para tornarem-se realmente eficientes.

Face às observações de Terzaghi consagrou-se a utilização de diagramas lineares de subpressão na fundação, como já era aceito para o corpo da barragem.

Em 1948, no III Congresso Internacional de grandes Barragens, na Suécia, estabeleceu-se que a subpressão atuaria em 100% da área correspondente à base.

Em 1951, a American Society of Civil Engineers publicou artigo estabelecendo critérios de subpressão para barragens, citados a seguir:

- variação linear da subpressão de montante para jusante, com aplicação dos coeficientes de área ( % da área de atuação da subpressão) e de intensidade (% da carga máxima de montante);
- quebra no diagrama na linha de drenos para concordar com os dados observados, a ser definida pelo coeficiente de intensidade selecionado;
- a seleção do coeficiente de intensidade deveria ser justificada a partir do estudo completo das condições geológicas de fundação,

permeabilidade, absorção, sistema dominante das camadas, juntas, espessura e estanqueidade dos estratos);

- especial atenção deveria ser direcionada para evidências de fluxos da barragem, bem como à qualidade da água do reservatório para avaliar efeitos de colmatação;
- a redução do coeficiente de intensidade poderia ser feita a partir da execução de trincheiras e injeções de cimento, com profundidade, espaçamento entre furos e pressão empregada determinadas por condições geológicas. Poderiam ainda ser empregados drenos, recomendados apenas como proteção e segurança, perfurados a partir de uma galeria, próxima à face de montante, penetrando no maciço de fundação a jusante da trincheira.

Consideravam-se objeções à drenagem face a possibilidade de entupimento e consequente inoperância, devido a efeitos de colmatação por ação de carbonato de cálcio ou outros minerais. Recomendava-se a limpeza, alargamento ou raspagem das paredes internas dos drenos.

A figura (II.2) apresenta a conformação do diagrama de subpressões proposta pela A.S.C.E., bem como a identificação dos coeficientes considerados nesse critério.

Baseado em resultados de observações em 4 barragens do Tennessee Valley Authority (T.V.A.) foi proposto um critério para determinação e distribuição de subpressões na base de estruturas de concreto, englobando os seguintes itens:

- assumida eficiência da cortina de injeções, com profundidade da ordem de um terço da carga hidrostática de montante;
- previsão de linha de drenos a jusante da cortina de injeções, com profundidade inferior a esta, espaçamento entre drenos igual ou inferior a 3,00 metros e localizada a cerca de 10% a 15% da alargura da base, a partir do paramento de montante da estrutura;

foram estabelecidos dois diagramas de subpressão, um para níveis de jusante baixos e outro para níveis de jusante elevados, conforme apresentado na figura (II.3). Caso não houvesse nível d'água a jusante, este deveria ser considerado coincidente com a superfície da rocha de fundação.

A figura (II.3) apresenta ainda os dados piezométricos que serviram de base ao estabelecimento do critério do T.V.A.

O U.S. Bureau of Reclamation (37) também adotou um critério para determinação de diagramas de subpressão, a partir de registros observados em barragens de sua propriedade. Os principais aspectos inerentes a esse critério encontram-se abordados em detalhe no item II.2.1, face a sua ampla utilização até os dias atuais.

É importante observar que estes critérios não diferem muito daquele proposto pela A.S.C.E. ligando em linha reta até jusante percentagens da carga de montante atuando em percentagens da área.

Em janeiro de 1961, CASAGRANDE realizou para a Sociedade Britânica de Mecânica dos Solos e Fundações a "First Rankine Lecture" (11), versando sobre o controle de percolação sob barragens de gravidade assentes em fundações rochosas. Face à inegável importância que esta conferência adquiriu no tocante ao estudo de subpressões, suas principais observações e conclusões constituem um item específico do presente capítulo (ver item II.2.3).

Casagrande defendia claramente o uso de drenos, observando que os altos custos inerentes à execução de cortinas de injeções como elementos redutores de subpressão não eram justificados. Recomendava ainda a localização da linha de drenos a uma distância de 20% da base a partir do paramento de montante.

É importante observar que os estudos de Casagrande eram limitados, atendo-se a maciços homogêneos e isotrópicos, não definindo substancialmente, segundo ANDRADE (2), o valor do fator de forma na linha de drenagem.

JAEGER (28) criticou o ponto vulnerável do artigo de CASAGRANDE (11), representado pela cortina de injeções, contestando a consideração de espessura nula para a cortina, que conduz a perdas de carga desprezíveis. Afirmava que a perda de carga cresce com a espessura l da cortina, sendo que para barragens com largura de base B, a relação  $e/B$  era bastante significativa.

YOKOTA, em 1963, assumiu, a exemplo de Casagrande, a percolação através de rochas fissuradas como similar àquela que se processa num meio poroso homogêneo, tornando justificável, portanto, a aplicabilidade da lei de Darcy em meios rochosos. Afirmou que a cortina de injeções era necessária para fechar as grandes aberturas ou cavidades da rocha, sendo os drenos muito efetivos no tocante à redução da subpressão. Dessa forma defendia o uso conjunto desses dois tipos de tratamento.

No Brasil, com o projeto e construção de grandes empreendimentos hidrelétricos, verificou-se um desenvolvimento acentuado nos estudos relativos à distribuição de subpressões em maciços de fundação de estruturas de concreto, destacando-se algumas contribuições que mereceram destaque no meio técnico. Entre estas podemos citar os trabalhos desenvolvidos por CRUZ e BARBOSA (15) e por ANDRADE (2), amplamente difundidos e utilizados em projetos. Estas metodologias, face à sua importância, foram alvo de itens específicos no presente trabalho.

## II.2 - PRINCIPAIS CRITÉRIOS E MÉTODOS DE CÁLCULO

Apresentamos a seguir os principais aspectos relacionados aos critérios e métodos mais utilizados para avaliar a distribuição das subpressões atuantes na base e no maciço da fundação das estruturas de concreto.

Alguns desses critérios, como os propostos pelo U.S. BUREAU OF RECLAMATION (37) e por CRUZ e BARBOSA (15) foram baseados em observações piezométricas realizadas em diversas barragens.

Outros, como o proposto por ANDRADE (2) a partir das considerações de CASAGRANDE (11), são eminentemente analíticos.

Face à importância das observações contidas na "First Rankine Lecture" de CASAGRANDE (11), estas foram alvo de um item específico.

São ainda apresentados comentários a respeito dos métodos numéricos de larga aplicabilidade, atualmente, nos estudos de percolação através de maciços de fundação de estruturas de concreto, a saber, o Método dos Elementos Finitos, apresentando a técnica desenvolvida por COELHO (13) para simulação, no modelo bidimensional, da linha de drenos, e o Método dos Pontos Nodais, desenvolvido por ANDRADE (5).

#### II.2.1 - CRITÉRIO DO U.S.B.R.

O U.S.B.R. (37) admite que as pressões hidrostáticas provocadas pelos níveis d'água do reservatório e de jusante atuam sobre uma estrutura originando pressões internas em seu interior e no maciço rochoso de fundação.

A distribuição dessas pressões internas na fundação depende da geometria dos drenos, representada pela profundidade da cortina, localização da mesma e espaçamento entre drenos. Sofre ainda a influência da porosidade da rocha, do seu sistema de fraturamento e, de alguma forma, da cortina de injeções.

À componente da pressão interna atuante no sentido de reduzir as tensões verticais de compressão, denominam de subpressão.

O U.S.B.R. indica que a determinação da distribuição de pressões internas pode ser feita a partir de redes de fluxo obtidas através de diversos processos, incluindo modelos físicos bi e tridimensionais, modelos de elementos finitos bi e tridimensionais, além de analogia elétrica. O critério estabelecido

pelo U.S.B.R. para fins de estimativas preliminares do diagrama de subpressão surgiu após estudos comparativos feitos por analogia elétrica para as barragens de American Fall, Hoover e Grand Coulee. Os diagramas medidos e obtidos a partir do critério para estas obras podem ser observados na figura (II.4).

O critério considera a atuação da subpressão em 100% da área de fundação, face à possibilidade de penetração da água em juntas construtivas, fendas e no contato concreto/rocha. Assume ainda que as pressões não são afetadas por acelerações sísmicas face à natureza transitória dessas acelerações.

Para estimativas preliminares, o U.S.B.R. propõe que a pressão na linha de drenos assuma um valor que exceda a pressão de jusante de um terço da diferença entre os níveis d'água de montante e jusante. O gradiente de pressões estende-se até os níveis d'água de montante e jusante através de linhas retas. Se não houver nível d'água a jusante, o diagrama deverá ser zerado nesta extremidade da estrutura. A figura (II.4) indica as linhas básicas que compõem o diagrama de subpressão proposto pelo U.S.B.R.

É importante ressaltar que este critério, além de ser indicado pelo U.S.B.R. apenas para cálculos preliminares, encontra-se limitado às subpressões no contato concreto/rocha e a estruturas com um único sistema de drenagem composto por uma galeria e uma linha de drenos próxima ao pé de montante da estrutura.

## II.2.2 - CRITÉRIO DE CRUZ E BARBOSA

O critério proposto por CRUZ e BARBOSA (15) surgiu a partir do reconhecimento das limitações dos critérios do T.V.A. e do U.S.B.R. e da necessidade de adequação dos diagramas de subpressão às novas condições de projeto representadas por:

- estruturas de concreto desenvolvendo-se em mais de um plano de fundação;

- incorporação de mais de um sistema de drenagem como mais de uma galeria na estrutura ou túneis de drenagem ligados a galerias na estrutura;
- análises de estabilidade desenvolvendo-se em planos de fraqueza do maciço de fundação.

O critério foi formulado com base na observação de medições piezométricas disponíveis para sete barragens brasileiras em operação, de propriedade da CESP. Todas as estruturas analisadas apresentavam fundação em maciços basálticos, com sua sequência típica de derrames e contatos e juntas sub-horizontais, representando caminhos preferenciais de fluxo. Os dados acima referidos constam das figuras (III.18), (III.19) e (III.20) constantes do capítulo III.

A partir dos registros disponíveis para pressões no contato e nos planos de fraqueza estrutural pela fundação dessas obras, CRUZ e BARBOSA observaram que:

- o comportamento do fluxo entre a extremidade e a linha de drenagem de montante, bem como entre a extremidade e a linha de drenagem de jusante das estruturas segue as previsões teóricas feitas por CASAGRANDE (11);
- o fluxo entre as linhas de drenagem é pouco significativo;
- no interior das galerias a pressão é atmosférica, considerando-se operante o sistema de bombeamento. Como consequência o fluxo d'água é controlado pelas diferenças entre as cotas do nível d'água do reservatório e do piso da galeria, a montante e a jusante;
- a presença de um túnel de drenagem no maciço rochoso, interligado à galeria por uma cortina drenante, cria na fundação uma região de pressão atmosférica condicionante do fluxo.

O critério proposto permite a determinação dos diagramas de subpressão para as condições normais de carregamento, referente à operação da drenagem com determinada eficiência, e excepcional de operação, representada pela inoperância do sistema de bombeamento.

#### . CONDIÇÃO NORMAL DE OPERAÇÃO

Nas verticais que passam pelos pés de montante e jusante da estrutura, as subpressões são dadas pela coluna d'água que vai do ponto considerado até o nível d'água correspondente. É assumido a hipótese de abertura de fendas de tração atingindo o plano de análise, desconsiderando-se o fluxo que venha a ocorrer entre a superfície de rocha e o pé da estrutura.

Na linha de drenos a subpressão é dada por:

$$H_p = H_D + \frac{1}{3} H$$

sendo  $H_D$  a diferença de nível entre a boca do dreno e o ponto de interseção do plano de análise com a linha de drenagem, e  $H$  a diferença entre o nível d'água do reservatório e a cota da galeria.

Observe-se que  $\frac{1}{3} H$  representa o valor médio da subpressão em excesso entre drenos.

Supondo que os drenos operem em condições atmosféricas, no caso do túnel interligado à galeria superior, nestes a subpressão é considerada nula.

As figuras (II.5) e (II.6) indicam os diagramas de subpressão propostos por CRUZ e BARBOSA (15) para a condição normal de operação.

#### . CONDIÇÃO EXCEPCIONAL DE OPERAÇÃO

Nesta situação o sistema de drenagem passa a funcionar por gravidade e o nível d'água de jusante passa a controlar o nível d'água nas galerias e no túnel. Nas linhas de drenagem



as subpressões são então controladas pela cota de saída livre da água a jusante, sendo, no caso da existência de 2 galerias, o fluxo entre elas estacionário.

As figuras (II.7) e (II.8) indicam os diagramas de subpressão propostos pelo critério para essa condição de operação.

CRUZ e BARBOSA (15) reforçam as recomendações já feitas pelo U.S.B.R. no sentido de verificar os diagramas de subpressão adotados preliminarmente no projeto através da aplicação de métodos numéricos aos estudos de percolação. Nestes modelos sugerem considerar interpretações cuidadosas do maciço rochoso quanto à ocorrência de descontinuidades, permeabilidades e condutividades estimadas a partir de ensaios "in situ", dimensões e geometria dos drenos reais, além de admitir condições atmosféricas nas galerias e túneis de drenagem.

### II.2.3 - TEORIA DE CASAGRANDE

De acordo com a ótica de CASAGRANDE (11), o controle da percolação deve englobar todos os meios de que se dispõe para proteger as fundações e ombreiras de uma barragem contra os efeitos da percolação, envolvendo, portanto, a utilização conjunta de cortinas de injeção e drenagem.

Segundo o autor, a maioria dos projetistas na época, embora considerasse as injeções como um agente eficaz quanto a contribuições para a segurança da estrutura, para fins de projeto considerava apenas o efeito da drenagem. Como podemos verificar, este continua a ser uma questão controversa até os dias atuais. CASAGRANDE (11) afirma que os efeitos de percolação e de alívio de subpressão não podem ser analisados isoladamente, pois qualquer redução substancial no fluxo pela fundação, ocasionada por uma cortina de injeções, reduziria também as subpressões a jusante desta cortina.

A partir das equações desenvolvidas por MUSKAT (32) e de simplificações propostas por HOFFMAN (25), CASAGRANDE (11) desenvolveu um procedimento para cálculo da linha piezométrica com base nas hipóteses descritas a seguir:

- modelo de cálculo supondo linha de drenagem interceptando integralmente a zona mais permeável do maciço de fundação homogêneo e isótropo;
- suposta a abertura de juntas na fundação, com estabelecimento das cargas de montante e jusante ao longo das mesmas. As juntas de limitam, portanto, o trecho do maciço permeável no qual se estabelecerá o fluxo.

A seguir indicamos as situações analisadas por CASAGRANDE (11), apresentando as formulações matemáticas desenvolvidas para cada uma. A figura (II.9) apresenta modelos esquemáticos correspondentes a cada caso estudado, nos quais podemos depreender o significado dos parâmetros envolvidos nas equações.

#### . SITUAÇÃO DE INEXISTÊNCIA DE FLUXO A JUSANTE DA LINHA DE DRENAGEM

O modelo correspondente consta da figura (II.9.a)

Para valores do espaçamento entre drenos menores que 3 vezes a distância ao paramento de montante ( $a < 3d$ ) e para valores do raio dos drenos inferiores a 10% da distância entre drenos ( $r_w < 0,1a$ ), CASAGRANDE (11) determinou expressões para cálculos dos seguintes parâmetros no caso em que a linha de drenos escoava toda a água de montante:

$h_m$  - sobrealtura da linha piezométrica entre drenos, em relação ao nível d'água de jusante.

$h_w$  - posição do nível d'água no interior dos drenos em relação ao nível de jusante. Define portanto a cota de drenagem para inexistência de fluxo a jusante dos drenos.

$q_w$  - vazão que descoa em cada dreno

$\overline{q}$  - vazão afluyente à linha de drenagem no maciço permeável, por unidade de largura.

Para o cálculo são supostamente conhecidos os valores de  $h_c$ ,  $a$ ,  $d$ ,  $r_w$ ,  $D$  e  $K$ .

São as seguintes as expressões que resumem os cálculos para a situação analisada:

$$\frac{h_w}{h_c} = - \frac{a}{2 \pi d} \ln \frac{a}{2 \pi r_w} \quad (\text{II.1})$$

$$\frac{h_m}{h_c} = \frac{a}{2 \pi d} \ln 2 \quad (\text{II.2})$$

$$\overline{q} = K h_c \frac{D}{d} \quad (\text{II.3})$$

$$q_w = K h_c a \frac{D}{d} \quad (\text{II.4})$$

A expressão (II.1) pode ser deduzida combinando-se a expressão para cálculo da perda de carga  $h_c$  considerando uma linha de drenos pouco espaçados, simulando uma trincheira.

$$h_c = \frac{q_w \cdot d}{K D a} \quad (\text{II.5})$$

com aquela representativa de perda de carga adicional face à convergência do fluxo para os drenos.

$$h_w = \frac{q_w}{2 \pi K D} \ln \frac{a}{2 \pi r_w} \quad (\text{II.6})$$

Observa-se ainda que a razão  $h_m/h_c$  é função somente da relação  $a/d$  sendo independente do diâmetro do dreno, uma vez que este só influencia o rebaixamento nas suas proximidades, trazido pelo nível d'água no dreno ( $h_w$ ).

A espessura da camada permeável não tem influência sobre a superfície piezométrica.

Não foi considerada nos cálculos a perda de carga no interior dos drenos.

#### . SITUAÇÃO DE NÍVEL D'ÁGUA DE JUSANTE COINCIDENTE COM O NÍVEL D'ÁGUA NOS DRENOS

Esta situação está esquematizada na figura (II.9.b). Observa-se que a configuração deste caso na prática corresponde ao aparecimento de fluxo a jusante da linha de drenagem, bem como ao desenvolvimento de subpressões neste trecho da estrutura.

A determinação da linha piezométrica, neste caso, envolve o cômputo inicial de um valor fictício de  $h_c$ , para o qual não há fluxo a jusante da linha de drenos. O aparecimento do fluxo e, conseqüentemente, da subpressão após a cortina de drenagem são devidos à perda de carga ( $h_t - h_c$ ) igual ao desnível entre o nível d'água a jusante fictício e aquele valor real, coincidente com o nível d'água nos drenos. Esta superposição de efeitos envolvida na metodologia de cálculo é matematicamente correta, pois ambas as situações de fluxo podem ser resolvidas pela equação de Laplace.

Existirá, entre a linha de drenos e jusante, um fluxo com gradiente  $i_t$ , e entre montante e a linha de drenos, um fluxo com gradiente  $i_w$ . A partir dos valores destes gradientes podem ser calculados a ordenada de subpressão na linha de drenos  $U_w$  e as razões total  $\bar{q}$  e percolante a jusante da linha de drenos  $\bar{q}_t$ .

As equações seguintes resumem o procedimento de cálculo acima mencionado:

$$h_c = \frac{h_t}{1 + \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{a}{d} \cdot \frac{b+d}{b} \cdot \ln \frac{a}{2\pi r_w}} \quad (\text{II.7})$$

$$i_t = \frac{h_t - h_c}{b + d} \quad (\text{II.8})$$

$$i_w = \frac{h_c + i_t}{d} \quad (\text{II.9})$$

$$U_w = b \cdot i_t \quad (\text{II.10})$$

$$\bar{q} = K.D.i_w \quad (\text{II.11})$$

$$\bar{q}_c = K.D.i_t \quad (\text{II.12})$$

### . SITUAÇÃO DE NÍVEL D'ÁGUA DE JUSANTE INFERIOR AO NÍVEL D'ÁGUA NOS ARENOS

Esta situação está esquematizada na figura (II.9.c), sendo, em linhas gerais, semelhante àquela anteriormente descrita, a menos do desnível  $\Delta h_w$  entre os níveis d'água de jusante e nos drenos. A expressão utilizada para cálculo de  $h_c$  é:

$$h_c = \frac{h_t - \Delta h_w \cdot \frac{b+d}{b}}{1 + \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{a}{d} \cdot \frac{b+d}{b} \cdot \ln \frac{a}{2\pi r_w}} \quad (\text{II.13})$$

sendo os demais parâmetros  $U_w$ ,  $i_t$ ,  $i_w$ ,  $\bar{q}$  e  $\bar{q}_t$  determinados pelas mesmas equações válidas para a situação anteriormente apresentada, aplicando-se o novo valor de  $h_c$  obtido pela expressão (II.13).

Observa-se que, configurando-se uma situação como o nível d'água de jusante sensivelmente superior ao nível nos drenos, ocorrerá fluxo de montante e jusante para a linha de drenagem. Neste caso o valor de  $h_c$  pode ser determinado ainda pela equação (II.13), considerando-se um valor negativo de  $\Delta h_w$ , definindo o desnível entre os níveis a jusante e nos drenos.

CASAGRANDE (11) fez algumas recomendações relevantes ao estudo das subpressões, a saber:

- a extensão dos drenos deve atingir profundidades mínimas de cerca de metade da altura da barragem. Condições geológicas locais podem indicar a necessidade de um maior aprofundamento da cortina.

- medições de pressão ao longo da fundação, bem como no maciço rochoso, devem ser executadas principalmente em regiões onde as condições geológicas locais coloquem em dúvida a eficiência dos mecanismos de controle das subpressões.
- acréscimos de pressão a jusante da drenagem podem ser indicadores de que a profundidade desta não foi suficiente para possibilitar um controle efetivo da subpressão a jusante.
- na grande maioria das barragens, a zona permeável que requer controle de percolação é relativamente pouco profunda, não indicando, portanto, profundidades acentuadas da drenagem para configurar a sua real eficiência.

A partir dos estudos de CASAGRANDE (11) podemos nos ater a alguns pontos relevantes de questionamento. A teoria desenvolvida compreende essencialmente maciços homogêneos e isotrópicos, admitindo abertura de "fendas" de tração contínuas, aspecto que tem se mostrado extremamente conservativo quando considerado para determinação de pressões no interior do maciço rochoso. Além disso, para situações em que os drenos não interceptem integralmente a camada considerada mais permeável da fundação, CASAGRANDE (11) não propõe a simulação dessa condição de penetração parcial da drenagem, que conduz a subpressões superiores às previstas pelo modelo simplificado de cálculo.

Parece-nos recomendável, portanto, a aplicabilidade prática da teoria desenvolvida por CASAGRANDE (11) para a determinação de subpressões no plano de contato estrutura/fundação ou em faixas superficiais do maciço rochoso mais permeáveis, como aquelas abaladas pelo fogo da escavação.

#### II.2.4 - CRITÉRIO DE ANDRADE

Segundo ANDRADE (2) o critério por ele proposto é aplicável aos casos mais comuns de diagramas de subpressão, correspondentes a situações de presença de uma ou mais galerias na

estrutura, fundação em diferentes níveis e existência de túnel de drenagem no maciço rochoso.

As hipóteses assumidas para o desenvolvimento de seu critério estão relacionadas a seguir, apresentando-se a representação do modelo matemático adotado na figura (II.10):

- estrutura considerada impermeável assente sobre uma camada finita homogênea, permeável e isotrópica. O autor ressalta que, em geral, o coeficiente de permeabilidade do concreto está em torno de  $10^{-8}$  a  $10^{-9}$  cm/s, e do maciço rochoso variando entre  $10^{-2}$  cm/s, conduzindo à relação de  $10^4$  entre os coeficientes de permeabilidade equivalente médios. Neste relação ANDRADE (2) baseia a hipótese de impermeabilidade do concreto em relação à fundação.
- o fluxo no maciço rochoso é considerado horizontal, partindo de uma "fenda" vertical a partir do paramento de montante, onde se estabelece a pressão do reservatório, até uma junta no pé de jusante, onde atua a coluna d'água de jusante.
- o escoamento é laminar, tornando válida a aplicação da lei de Darcy.

ANDRADE (2) atenta para o conservadorismo das hipóteses de abertura de "fendas" de tração, ressaltando que a não consideração desse mecanismo conduz a diagramas de subpressão não retilíneos.

O autor assume ainda que os drenos atingem a camada impermeável, caracterizando assim a interceptação integral da região do maciço onde se processará o fluxo. Admite que a vazão proveniente de montante se subdivide, parte escoando pelos drenos, parte fluindo no trecho de jusante. A vazão de montante, afluenta ao modelo de nominado  $q_m$ , sendo  $q_d$  a vazão nos drenos e  $q_j$  a parcela que escoar p/ jusante.

Com base nas grandezas definidas na figura (II.10) temos que:

$$q_m = q_d + q_j \quad (\text{II.14})$$

$$q_m = K \cdot \frac{H_m - S_d}{d} \cdot y \quad (\text{II.15})$$

$$q_d = K \cdot \lambda (S_d - \overline{CD}) \cdot y \quad (\text{II.16})$$

$$q_j = K \cdot \frac{S_d - H_j}{b} \cdot y \quad (\text{II.17})$$

$$S_d = \frac{bd \lambda \overline{CD} + H_m b + H_j d}{bd \lambda + c} \quad (\text{II.18})$$

na expressão (II.18):

$S_d$  - Subpressão média na linha de drenos

$b, d, c, H_m, H_j$  - parâmetros indicados na figura (II.10), observando-se que  $H_m$  e  $H_j$  são as colunas d'água referidas ao plano onde deseja-se calcular  $S_d$ .

$\overline{CD}$  - cota da boca do dreno referenciada ao plano onde deseja-se calcular  $S_d$ .

$\lambda$  - coeficiente de correção da permeabilidade na linha de drenos ou, fator de forma da linha de drenos.

Estabelecendo uma analogia dos termos envolvidos na equação (II.18) com aqueles apresentados nas expressões (II.13), (II.8) e (II.10), verificamos que a expressão proposta por ANDRADE (2) para determinação de  $S_d$  pode ser obtida a partir da formulação de CASAGRANDE (11), tomando-se como referência o topo da camada permeável, sendo:

$$h_t = H_m - H_j \quad (\text{II.19})$$

$$h_w = \overline{CD} - H_j \quad (\text{II.20})$$

$$U_w = S_d - H_j \quad (\text{II.21})$$

$$\lambda = \frac{2 \pi}{a \cdot l_n \frac{a}{2 \pi r_w}} \quad (\text{II.22})$$



Segundo o autor, a grande vantagem do método consiste na definição do fator de forma  $\lambda$ , representativo da maior ou menor capacidade de drenagem, definindo tudo aquilo que se deseja conhecer sobre a influência da linha de drenos no alívio das subpressões.

Para maciços homogêneos e isotrópicos é definido pela equação (II.22). Para maciços anisotrópicos ANDRADE (2) propõe a seguinte formulação:

$$\lambda = \frac{2 \pi}{a \times \ln \frac{2ax}{\pi \phi \mu (1+x)}} \quad (\text{II.23})$$

sendo  $\mu$  o coeficiente para cálculo do perímetro da elipse de eixos  $\phi$  e  $\phi x$  e  $x$  definido por:

$$x = \sqrt{\frac{K_l}{K_t}} \quad (\text{II.24})$$

sendo  $K_l$  a permeabilidade na direção montante/jusante e  $K_t$  a permeabilidade na direção da linha de drenos.

No caso de operação da obra, dispondo-se dos valores medidos da vazão nos drenos, podemos calcular  $S_d$ , abstraindo-nos do valor de  $\lambda$ , a partir da expressão:

$$S_d = \frac{H_m.b + H_j.d}{c} - \frac{q_d.b.d}{K.c.a.l_d} \quad (\text{II.25})$$

sendo  $l_d$  o comprimento real da cortina de drenagem.

ANDRADE (2) propõe ainda uma expressão geral para cálculo da subpressão média na linha de drenos para situações com  $n$  cortinas de drenagem. O autor aplica a equação (II.18) para cada cortina, obtendo  $n$  equações compondo um sistema que, quando resolvido, fornece os diferentes valores de  $S_{di}$ . A figura (II.10.b) apresenta um esquema esclarecedor da aplicação deste procedimento de cálculo. A expressão (II.26) é proposta para determinar os diversos valores de  $S_{di}$ :

$$S_{di} = \frac{S_{di-1} \cdot e_i + S_{di+1} \cdot e_{i-1} + \overline{CD}_i \cdot e_{i-1} \cdot e_i \cdot \lambda_i}{\lambda_i \cdot e_{i-1} \cdot e_i + (e_i + e_{i-1})} \quad (\text{II.26})$$

Para estruturas que apresentem uma laje impermeabilizante a montante, ANDRADE (2) recomenda a aplicação da expressão geral (II.18), considerando  $d$  igual à distância da linha de drenos à extremidade de montante da laje.

Para a presença de túnel de drenagem na fundação, ANDRADE (2) propõe um artifício de cálculo que, segundo o autor, tornou possível simular a influência do túnel. Este procedimento de cálculo encontra-se esquematizado na figura (II.10.c). Para o seu desenvolvimento considerou-se que o túnel esteja ligado à estrutura por uma linha de drenos e que a pressão nestes drenos e no túnel seja nula. O artifício permite o cálculo da subpressão média entre drenos.

O autor procura referendar a aplicabilidade do critério adotado para a existência de túnel no maciço, realizando análises comparativas dos valores de subpressão média obtidos pelo critério com resultados de análises computacionais empregando o Método dos Elementos Finitos. Os dados obtidos destes estudos estão resumidos na figura (II.11).

Com relação à metodologia apresentada por ANDRADE (2), uma vez que foi basicamente desenvolvida a partir da teoria de CASAGRANDE (11), parece-nos encontrar as mesmas restrições e condições de aplicabilidade desta, anteriormente abordadas ao final do item II.2.3. A introdução do fator de forma permite tecer algumas considerações importantes a respeito do funcionamento da drenagem, abordadas por ANDRADE (2) e apresentadas em linhas gerais neste trabalho no item II.3.

No ANEXO I apresentamos um estudo mais apurado sobre as expressões desenvolvidas pelo autor, uma vez que estas serviram de base ao estudo realizado sobre o Método do Dreno Unitário proposto por COELHO (13) para utilização em análises computacionais.

## II.2.5 - MÉTODO DO DRENO UNITÁRIO

A aplicação de métodos numéricos, com destaque para o Método dos Elementos Finitos, na resolução de problemas de fluxo de água nos maciços de fundação de estruturas de concreto, vem sendo amplamente utilizada, principalmente em fases mais detalhadas de projeto. Seu emprego foi defendido e incentivado, conforme abordado anteriormente, por autores como ANDRADE (2), CRUZ e BARBOSA (15) e órgãos como U.S.B.R. (37), frequentemente envolvidos com problemas de distribuição e estimativas de subpressões.

Para análise de fluxo estacionário pela fundação de estruturas de concreto utilizando o Método dos Elementos Finitos admite-se, de forma geral, as hipóteses de incompressibilidade do maciço e do fluido durante o regime de fluxo desenvolvido em meio saturado. Considera ainda a aplicabilidade da lei de Darcy, supondo o fluxo plano estendendo-se, de forma equivalente, pela direção longitudinal à seção considerada na análise.

Em função das condições de contorno, permite a determinação das vazões, da direção do vetor velocidade, das equipotenciais, das pressões internas e isobáricas, mesmo para condições geométricas complexas e presença de diferentes materiais.

COELHO (13) propôs o denominado Método do Dreno Unitário, formulado com o emprego de elementos finitos, com o objetivo de possibilitar a solução teórica do problema de simulação de cortinas de drenagem sob estruturas de concreto.

Segundo o autor, a partir da aplicação do método podem ser obtidos valores de subpressões médias atuantes nas cortinas de drenagem, que poderão ser utilizados para cálculo de estabilidade ou para análises elásticas do conjunto estrutura/fundação, além de dados de vazões drenadas para estimativa da potência necessária às bombas.

Os dois grandes méritos do método ressaltados por

COELHO (13) sobre os procedimentos puramente analíticos, são a resolução através de uma malha de elementos finitos bidimensional de um problema tridimensional, simulando o efeito desta tridimensionalidade, e a obtenção de resultados confiáveis para situações segundo ele analiticamente insolúveis, os chamados "modelos derivados". Estes métodos caracterizam-se pela introdução ou alteração de feições dos dispositivos de drenagem em relação ao modelo primitivo, configurado por uma cortina de drenagem de montante interceptando todo o substrato permeável limitado por fendas de tração a montante e jusante da estrutura.

Face à gama de situações reais que podem ser simuladas pela aplicação deste método, desenvolvemos um estudo, no sentido de aferir os seus fundamentos analíticos. Para isso analisamos não somente o chamado modelo primitivo, como também outras situações definidoras dos modelos derivados. O desenvolvimento deste estudo compõe o ANEXO 1, onde são apresentadas ainda as principais observações e conclusões baseadas nos resultados obtidos.

Neste item nos limitamos apenas à apresentação das características gerais do processo.

Anteriormente ao método, a simulação da cortina de drenagem era feita através de uma coluna de elementos com permeabilidade significativamente superior a do maciço. Dessa forma a coluna em questão na realidade funcionava como uma trincheira drenante estreita e profunda, captando toda a vazão de montante e desprezando, portanto, contra a segurança, o fluxo que passa por entre os drenos causando subpressão a jusante destes. Além disso, a escolha da permeabilidade dessa coluna era feita aleatoriamente, sem preocupações sobre as influências das características geométricas da linha de drenagem sobre o seu valor. Em seu trabalho COELHO (13) apresenta uma série de situações que, analisadas de acordo com o procedimento acima descrito, conduzem a resultados falsos e contra a segurança, conforme indicado na figura (II.12).

No modelo de COELHO (13), o efeito da tridimensionalidade da cortina de drenagem sobre o fluxo bidimensional é conseguido através da superposição à malha principal de uma carreira de elementos, constituindo o dreno unitário, com largura  $l$  qualquer e permeabilidade  $K_D$  calculada em função das características geométricas da rede de drenagem, de  $l$  e da pressão  $P$  atuante no interior do dreno.

Esta carreira de elementos liga-se à malha principal, pertencendo a este plano, através da aresta com abscissa igual àquela da cortina de drenagem. Na outra aresta que limita os elementos do dreno unitário, denominada aresta livre, aplica-se a pressão  $P$  atuante no interior do dreno.

Portanto concluímos que a seção transversal analisada, na realidade, estaria localizada entre drenos, distando  $a/2$  da linha de drenagem, sendo  $a$  o espaçamento dos drenos, e dessa forma, os valores de pressão nos nós da aresta de ligação, calculados pelo método, representariam valores de subpressão média ou máxima atuante entre drenos. A figura (II.13) esclarece as conclusões acima apresentadas.

A permeabilidade  $K_D$  é calculada, segundo COELHO (13), em função do raio e espaçamento dos drenos, da largura  $l$  do elemento do dreno unitário e da permeabilidade  $K$  do elemento do maciço ao qual o elemento dreno estiver apenso. Verificamos, no entanto, que a relação  $w/D$ , indicativa do percentual de penetração da cortina de drenagem no meio permeável, também influenciará na estimativa de  $K_D$ , afetando, conseqüentemente, os valores de subpressão  $S_D$  resultantes do método. É importante ressaltar que COELHO (13) desenvolve o cálculo de  $K_D$  somente a partir da consideração de penetração total dos drenos, utilizando o valor assim obtido para qualquer modelo derivado. No ANEXO 1 apresentamos a justificativa analítica para estas observações.

Para a aplicação do método deve-se ainda atentar pa

ra que seja fornecido o valor zero de permeabilidade para a direção vertical nos elementos do dreno unitário, sendo  $K_D$ , portanto, apenas a permeabilidade para a direção horizontal.

## II.2.6 - O Método dos Pontos Nodais

No estudo do fenômeno de percolação d'água nos maciços de fundação devem ser ressaltados dois aspectos que, usualmente, constituem-se em dificuldade à elaboração de modelos para análise que traduzam o problema real. O primeiro aspecto consiste na correta interpretação da forma pela qual realiza-se o escoamento através do maciço e o segundo é representado pela tridimensionalidade do fenômeno.

Essa tridimensionalidade traduz-se normalmente em maciços submetidos não exclusivamente a um fluxo de água no sentido montante-jusante, mas também a fluxos significativos com outras orientações, muitas vezes determinando as subpressões observadas em estruturas assentes em maciços isotrópicos ou anisotrópicos. Estas situações são comuns nas estruturas hidráulicas que fazem fronteiras com outras estruturas de massas diferentes, como nos muros de abraço ou contenção de barragens de terra/enrocamento. Além disso podemos identificar o fenômeno em estruturas assentes em blocos de fundações mais baixas (casa de força) ou, ainda, submetidas a empuxos d'água laterais. A influência das condições de fronteira na determinação de subpressões é abordada mais detalhadamente no item II.3.

A partir da identificação e compreensão da importância desse efeito tridimensional e da necessidade de buscar modelos para análise que melhor simulassem as condições reais de fluxo no interior de maciços rochosos, ANDRADE ( 5 ) propôs o Método dos Pontos Nodais, comumente denominado MEPON.

O método é aplicável a um modelo discretizado por uma malha de espaçamentos variáveis, com barras representando as falhas (fraturas) do maciço rochoso, assumindo as formas que melhor se adaptarem às configurações reais dessas feições.

Às linhas da malha serão impostas as permeabilidades médias dos diversos horizontes permeáveis do maciço de funda-

ção, enquanto que às linhas representativas das fraturas terão suas condutividades hidráulicas características.

No modelo, em cada ponto nodal a somatória das vazões que chegam ao ponto e as que dele saem deve ser nula. Se o meio é contínuo e a velocidade do fluxo constante ao longo de cada barra, considera-se válida a aplicação da lei de Darcy, verificando-se a equação abaixo em cada ponto do domínio:

$$\sum_{i,j=1}^{i,j=n} \frac{(x_0 - x_i)}{C_j} \cdot K_j = 0 \quad (\text{II.27})$$

sendo  $x_i$  - potencial no nó  $i$

$x_0$  - potencial no nó  $0$

$C_j$  - comprimento da barra que liga os nós  $i$  e  $0$

$K_j$  - permeabilidade da barra  $j$

O método consiste, basicamente, na resolução de um sistema de tantas equações quantos forem os nós da malha estabelecida. O processo, face à sua simplificação, pode ser adaptado a computadores de menor capacidade, como os microcomputadores.

A simulação do efeito tridimensional das linhas de drenagem é conseguida aplicando-se o mesmo procedimento adotado no Método do Dreno Unitário, abordado no item II.2.5. Ao ponto nodal coincidente com um ponto de uma linha de drenos subverticais ou subhorizontais é apenas uma barra de comprimento unitário. A esta barra atribui-se a permeabilidade  $\lambda K$ , sendo  $\lambda$  o coeficiente de forma da linha de drenos e  $K$  a permeabilidade média do maciço na região. Na sua extremidade é imposto o potencial no interior do dreno. Esta barra fica, portanto, ligada a malha de barras apenas pelo ponto da linha de drenos, sendo a sua extremidade livre.

A figura (II.14) apresenta a malha de barras projetada para estudo pelo MEPON da percolação no maciço de fundação



do bloco 2 da Tomada D'Água/Casa de Força da U.H.E. Palmar. Esta análise foi realizada por ANDRADE (5) a partir do modelo hidrogeológico da figura (III.17 ).

ANDRADE (5) realizou diversos estudos aplicando o MEPON ao cálculo de subpressões atuantes em modelos com diferentes configurações de drenagem, comparando seus resultados com valores obtidos analiticamente pela teoria de CASAGRANDE (11), quando possível. Comparou ainda valores de subpressão obtidos pelo método com registros piezométricos medidos para diferentes estruturas, verificando, em geral, a compatibilidade dos resultados, desde que fossem impostas aos modelos de análise condições de contorno representativas da situação real.

### II.3 - PRINCIPAIS FATORES QUE INFLUENCIAM A SUBPRESSÃO

Os valores de subpressão atuantes no plano de contato concreto/rocha e no interior de maciços de fundação sofrem alterações devido a vários fatores de origens diversas (geométrica, física, mecânica, química). ANDRADE (2) estudou a influência dos principais fatores utilizando análises por meio de elementos finitos, aplicando o Método do Dreno Unitário. As conclusões dessas análises são apresentadas em linhas gerais no presente item, bem como observações adicionais provenientes de estudos de outros autores.

São abordados os seguintes fatores influenciadores dos valores de subpressão:

- variação relativa da permeabilidade do maciço;
- diâmetro e espaçamento dos drenos;
- profundidade da linha de drenos;
- variação dos níveis d'água de montante e jusante;
- distância da linha de drenos ao paramento de montante;
- existência da cortina de injeções;
- existência de feições horizontais e inclinadas;

- existência de linhas de drenos a montante e a jusante;
- anisotropia;
- colmatção dos drenos.

### II.3.1 - Variação Relativa da Permeabilidade do Maciço

O escoamento através de maciços rochosos parece ocorrer, em geral, por caminhos preferenciais de fluxo, representados por zonas na fundação com permeabilidades mais elevadas.

Quando o maciço apresenta-se homogêneo, em linhas gerais, a vazão nos drenos é aproximadamente uniforme. Vazões maiores em determinados drenos podem ser justificadas, nesse caso, por irregularidades na permeabilidade do maciço provenientes de tratamento por injeções de impermeabilização.

Observa-se que as vias de permeabilidade mais elevada são favoráveis à drenagem, funcionando como seu prolongamento. Parece-nos importante que os drenos atinjam essas feições para torná-las efetivas, podendo provocar, relativamente às regiões mais impermeáveis do maciço, o relaxamento das pressões intersticiais.

Deve ser observado que estas vias mais permeáveis podem tornar-se nocivas, no tocante à percolação, quando o volume de águas de infiltração for superior ao sistema de bombas dimensionado, ou ainda quando for observado carreamento de material sólido, implicando na configuração de planos de instabilidade para as estruturas.

O aproveitamento das características naturais do maciço de fundação quanto à variação relativa de permeabilidades, ou a criação dessas zonas através de tratamentos de injeção e drenagem mostra-se, portanto, indicada, não podendo ser negligenciada na análise de subpressões.

### II.3.2 - Diâmetro e Espaçamento dos Drenos

Segundo ANDRADE (2), a linha de drenos pode ser definida pelo seu fator de forma  $\lambda$ , função das permeabilidades nos sentidos transversal e longitudinal, do diâmetro e do espaçamento entre drenos. Os resultados dos estudos desenvolvidos no ANEXO 1 nos levam a complementar tal afirmação, apontando o percentual de penetração da linha de drenagem no estrato permeável como também um fator definidor da eficiência dos drenos.

ANDRADE (2) realizou estudos variando as permeabilidades transversal (paralela ao eixo das estruturas) e longitudinal (normal ao eixo das estruturas), concluindo que a efetividade da cortina de drenos aumenta com o acréscimo da relação  $K_t > K_l$ , tendendo a comportar-se como uma trincheira. Situações representativas da relação  $K_l \gg K_t$  podem levar os drenos à inoperância, exigindo valores elevados para os diâmetros dos drenos de forma a garantir sua eficiência.

O aumento do diâmetro dos drenos pode acarretar velocidades irregulares de aproximação do fluxo, possibilitando a ocorrência de zonas mortas nas suas proximidades, pontos iniciais de deposição de material carreável. A redução excessiva do diâmetro do dreno pode facilitar, no entanto, seu entupimento.

Portanto, pelas análises efetuadas por ANDRADE (2) é reforçada a adoção, em casos gerais dos furos comerciais de 0,076m de diâmetro, espaçados de 3m, recomendando-se, em situações de permeabilidades elevadas, espaçamento menores para atenuar as velocidades de aproximação e entrada nos drenos.

### II.3.3 - Profundidade da Linha de Drenos

Os estudos paramétricos desenvolvidos por ANDRADE (2), variando a profundidade da linha de drenos, definida em termos percentuais da largura da base das estruturas, e o fator de

forma  $\lambda$  , conduziram a resultados que justificam concepções já adotadas na prática.

Quando a linha de drenos não intercepta integralmente a camada permeável, a vazão que percola a jusante da drenagem é superior àquela correspondente à situação de penetração total , havendo, conseqüentemente, um acréscimo de subpressões no contato e no interior do maciço.

As análises indicaram subpressões inalteradas no contato e reduções de eficiência pouco sensíveis em planos mais profundos, quando a linha de drenagem atinge profundidades da ordem de 2 vezes a largura da base. Para drenos com comprimento inferior à metade da largura da base, as reduções de eficiência aumentam consideravelmente, atingindo valores da ordem de 30% para o contato e de 80% a 100% para planos inferiores à profundidade dos drenos.

Observou-se ainda que valores mais elevados do fator de forma, da ordem de 0,83 ( $\emptyset = 0,076m$  ,  $a = 3m$ ), provocam acréscimos de eficiência da drenagem em relação a valores inferiores de  $\lambda$  .

A eficiência da drenagem para o plano de contato mostrou-se inalterada para espessuras de camada permeável superiores a duas vezes a profundidade da linha de drenos, quaisquer que sejam os valores de  $\lambda$  e do comprimento da drenagem. Estas conclusões podem ser observadas a partir da figura (II. 15), apresentando resultados dos estudos realizados por ANDRADE (2).

É importante ressaltar que nas análises efetuadas pelo Método do Dreno Unitário, o valor da permeabilidade do dreno foi obtida considerando-se drenos totalmente penetrantes, contrária, portanto, às conclusões resultantes de nossos estudos (ver ANEXO 1). São esperadas, portanto, subpressões mais elevadas se o cálculo de  $K_D$  considerar o percentual real de penetração.

A partir dos resultados globais das análises consta-se que a profundidade ideal da cortina de drenagem é função da largura da base da estrutura, não sendo recomendável a utilização de valores inferiores à metade da largura. Confirma-se ainda a utilização de cortinas de drenagem com drenos de diâmetro 0,076m e espaçamento igual a 3m.

#### II.3.4 - Variação dos Níveis D'Água de Montante e Jusante

Os estudos de ANDRADE (2) indicaram que a redução da eficiência da drenagem para uma certa profundidade da linha de drenos independe dos níveis d'água de montante e jusante, mantendo-se constante em cada plano analisado.

#### II.3.5 - Distância da Linha de Drenos ao Paramento de Montante

Os estudos de ANDRADE (2) confirmaram a recomendação de CASAGRANDE (11), concluindo que, para drenos com profundidade igual à metade da largura da base da estrutura, o diagrama de subpressões no plano de contato apresenta área mínima para a distância da linha de drenos ao pé de montante em torno de 20% da base.

Observou-se ainda que, quanto menos profunda for a linha de drenagem, maior deve ser a sua distância ao paramento de montante, de forma a obter-se a menor resultante do diagrama de subpressão no contato.

#### II.3.6 - Existência da Cortina de Injeções

A existência da cortina de injeções constitui-se em ponto gerador de constantes controvérsias quanto à sua efetividade no alívio de subpressões.

Segundo CASAGRANDE (11) os efeitos de controle da percolação e de alívio de subpressões não podem ser analisados isoladamente, pois qualquer redução substancial no fluxo pela fun-

dação, ocasionada pela ação da cortina de injeções, reduziria também as subpressões a jusante desta cortina.

O possível efeito de redução de pressões pelas injeções não é normalmente considerado para fins de estabelecimento de diagramas de subpressão no contato e na fundação, em termos de projeto. Tal procedimento é defensável face à erraticidade na eficiência das injeções e, portanto, à dificuldade de estabelecer valores representativos do percentual de redução das pressões na região injetada.

ANDRADE (2) realizou estudos enfocando os aspectos relativos à importância das cortinas de injeções no alívio de subpressões, aos valores de permeabilidade da cortina que efetivamente começariam a influenciar os valores de pressão e ainda pesquisando profundidades e localizações ideais da execução desse tipo de tratamento.

No presente trabalho nos limitamos a apontar as injeções como importante fator influenciador na análise das subpressões, não apresentando comentários mais detalhados a respeito, face ao assunto constituir-se, por si só, em alvo de uma ampla gama de estudos.

Os estudos de ANDRADE (2) apresentaram algumas conclusões interessantes, simplesmente relacionadas a seguir:

- as injeções conjugadas às linhas de drenos não precisam alcançar profundidades superiores a duas vezes a largura da base;
- a execução de uma cortina de injeções duas vezes mais impermeável que o maciço de fundação, associada a uma linha de drenos, ambas com profundidades iguais à metade da largura da base, parece compensar a redução de eficiência inerente à situação de uma única linha de drenos com profundidade igual à metade da base;
- os acréscimos de eficiência introduzidos por uma cortina de in-

- jeções sob o pé de montante da estrutura são menores para níveis d'água de jusante mais elevados;
- o nível d'água de montante parece não influenciar na eficiência da cortina de injeções a montante;
  - cortinas de injeções com a mesma permeabilidade são tanto mais e fetivas quanto menor for a base da estrutura;
  - quanto menor for a permeabilidade da cortina, maior a influência da redução do comprimento da base no acréscimo de eficiência;
  - os benefícios da cortina de injeções de jusante são pequenos, só justificada a sua execução se as vazões provenientes de jusante forem grandes, fazendo com que o custo do sistema de bombas seja maior que o das injeções, ou quando existam possíveis ligações de feições no maciço com jusante.

É importante ressaltar que os acréscimos e reduções de eficiência são considerados em relação à configuração de uma ú nica linha de drenos, sem injeções, atravessando a camada permeável em toda a sua extensão.

#### II.3.7 - Existência de Feições Horizontais e Inclínadas

Os estudos de ANDRADE (2) através do Método dos Elementos Finitos introduzindo feições geológicas no maciço de fundação que possam funcionar como um prolongamento da drenagem, conduziram a algumas conclusões importantes, comprovadas pelas análises de medições piezométricas apresentadas no capítulo III. Estas conclusões são descritas a seguir:

- De uma forma geral, em todos os planos de fundação a drenagem mostra-se mais eficiente quando o maciço de fundação apresenta uma feição, sendo esta eficiência mais acentuada na região do maciço acima da fenda. As conclusões acima foram fruto da análise comparativa entre estudos pelo MEF considerando fundação homogênea e fundação com fenda, ambas com comprimento da linha de

drenagem igual à metade do comprimento da base da estrutura.

- A inclusão de um túnel de drenagem, ao nível da feição, conduz a aumentos substanciais, da ordem de 30%, da eficiência do sistema de drenagem, em especial nos planos superiores da fundação . No contato as pressões chegam a ser zeradas. Neste caso considerou-se como referência a situação de maciço homogêneo com drenos com penetração total.
- Quando os drenos verticais não atingem a camada impermeável, o fluxo não é horizontal e a fenda passa a funcionar como dreno natural, captando a água e conduzindo-a com maior facilidade para os drenos, aumentando sua eficiência.
- Na presença de fenda com permeabilidade variável, mesmo que a drenagem vertical atravessasse toda a camada permeável, o fluxo não é horizontal e, conseqüentemente, as subpressões não variam linearmente. Neste caso observa-se que a eficiência da fenda como dreno horizontal aumenta para níveis de jusante mais altos e que a fenda horizontal que não atravessa todo o maciço propicia maior efetividade da drenagem. Portanto parece ser interessante interceptar uma fenda subhorizontal com cortinas de injeção.
- Observou-se que aumentando a espessura da fenda em 10 vezes, os acréscimos de eficiência para diferentes planos na fundação são pequenos, tendendo a diminuir para planos mais profundos. ANDRADE (2) conclui que a espessura da fenda não é fator importante na efetividade da drenagem. No entanto é importante observar que as perdas de carga por atrito viscoso nas fendas são função da espessura das mesmas, uma vez que considera-se o diâmetro hidráulico igual a duas vezes a espessura.
- O sistema de drenagem diante de uma fenda subhorizontal é tão mais eficiente quanto maior a relação permeabilidade da fenda / permeabilidade do maciço, o que é óbvio, pois quanto mais drenante é o "dreno horizontal" mais efetiva se torna a drenagem
- O sistema de drenagem mostra-se mais eficiente quando a fenda é inclinada, sendo que este acréscimo de eficiência vai diminuindo



do conforme se considerem planos mais profundos da fundação.

### II.3.8 - Existência de Linhas de Drenos a Montante e a Jusante

Os estudos de ANDRADE (2) conduziram às seguintes conclusões:

- A semelhança do que ocorre quando apenas se dispõe de linha de drenos a montante, quando existe drenagem a montante e a jusante a redução de eficiência em qualquer plano da fundação é independente dos níveis d'água de montante ou jusante.
- Comparando com as conclusões relacionadas no item II.3.3, verifica-se que o encurtamento dos drenos (análise para drenos com comprimento igual à metade do comprimento da base) quando se dispõe de duas linhas de drenos, traduz-se numa redução menor de eficiência em relação à situação em que os drenos atingem a camada impermeável do maciço rochoso. É importante observar que as reduções de eficiência indicadas no gráfico devem ser maiores se na análise pelo MEF levarmos em consideração, no estabelecimento do valor de  $\lambda$ , a relação  $w/D$  de penetração.

### II.3.9 - Anisotropia

Um dos fatores que influenciam mais comumente o valor da subpressão é a anisotropia na linha de drenos.

A figura (II. 16 ) apresenta a variação do fator de forma  $\lambda$  com a relação  $\frac{K_l}{K_t}$  entre permeabilidades longitudinal (normal ao eixo das estruturas) e transversal (paralela ao eixo das estruturas).

Para valores de  $\frac{K_l}{K_t}$  inferiores a 1 os valores de

$\lambda$  crescem assintoticamente, aumentando a eficiência da linha de drenos, levando-o ao efeito de trincheira drenante.

Quando temos uma permeabilidade no sentido longitudinal bem maior que no transversal, o valor de  $\lambda$  é muito pequeno, conduzindo a drenagem à inoperância. Esta situação pode configurar, na prática, efeitos de ombreira significativos e/ou presença de megafraturas condicionando a direção preferencial de fluxo de percolação. Nestes casos a tridimensionalidade poderia em parte ser considerada, em uma análise teórica expedita, pela aplicação ao modelo bidimensional de análise de uma relação  $\frac{K_l}{K_t} > 1$ .

### II.3.10 - Colmatção dos Drenos

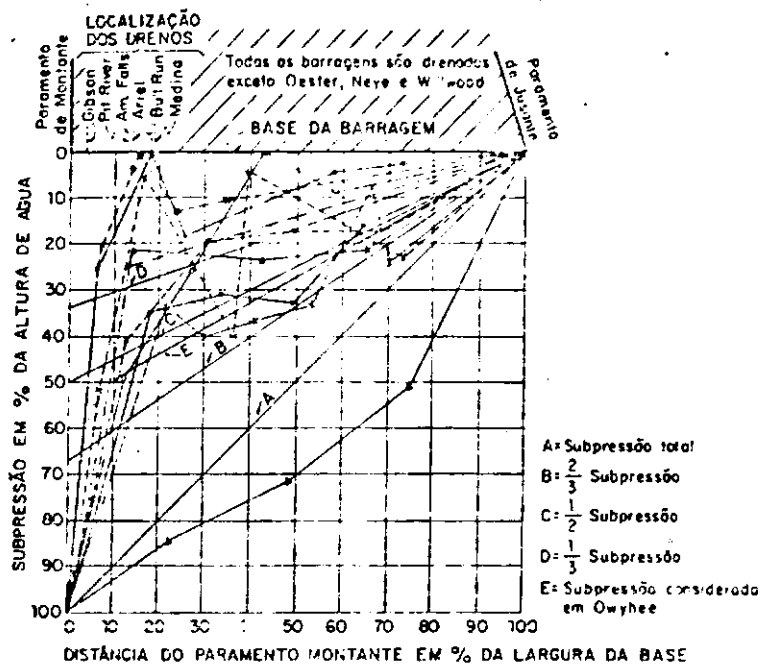
Assim como as cortinas de injeção, o aspecto relativo à colmatção dos drenos assume também características controversas principalmente no tocante à sua consideração em termos de critérios de projeto.

Alguns fatores básicos que podem tornar-se potencialmente causadores de colmatção estão relacionados a seguir:

- velocidade média do fluxo: a sua não uniformidade pode provocar arraste de partículas para a linha de drenos;
- distância reduzida entre a zona de impermeabilização e a linha de drenos: possibilidade de colmatção pela impermeabilização;
- espaçamento entre drenos: devem ser conjugadas as velocidades de aproximação com o espaçamento dos drenos para não provocar vortex, acarretando carreamento e entupimento prematuro dos drenos;
- diâmetro dos drenos: diâmetros pequenos podem levar a entupimento prematuro, além de dificultar a limpeza. Diâmetros grandes podem levar a irregularidades na entrada do fluxo;
- cortinas de injeção: a colmatção pode ser originada por dissolução do carbonato de cálcio e sua deposição nas superfícies internas e na boca dos drenos sob velocidades baixas.

Face à importância da colmatção na análise de distribuição de subpressões, uma vez que o entupimento dos drenos

conduz a acréscimos destes valores, sugerimos que, em termos de critérios de projeto, um possível entupimento poderia ser simulado através da consideração de espaçamento maiores entre drenos. Este procedimento conduziria, portanto, ao cálculo de pressões mais elevadas através de métodos computacionais ou critérios analíticos, representativas de condições de carregamento excepcional ou extrema, para fins de análise de estabilidade.



BULL RUN (ORE)	—●—	LAVA BASÁLTICA. INJEÇÕES. OBSERVAÇÃO NAS JUNTAS DE CONSTRUÇÃO E FUNDAÇÃO. CURVA DE GRAVIDADE H=61m.
AMERICAN FALLS (IDAHO)	—○—	BASALTO COLUMAR INJEÇÕES. OBSERVAÇÃO NA FUNDAÇÃO. RETA DE GRAVIDADE H=24m.
WILLWOOD (WYO)	---◇---	ARENITO E XISTO ARGILOSO. INJEÇÕES. OBSERVAÇÃO NA FUNDAÇÃO. RETA DE GRAVIDADE H=21m. HIPÓTESE DE PROJETO - CURVA C.
MEDINA (TEXAS)	—□—	CALCÁRIO ESTRATIFICADO HORIZONTALMENTE. INJEÇÕES. OBSERVAÇÃO NA FUNDAÇÃO. RETA DE GRAVIDADE H=50m.
BRULE RIVER (VISCOSIN)	---X---	XISTO VERDE FRATURADO. OBSERVAÇÃO NA FUNDAÇÃO. RETA DE GRAVIDADE H=21m.
PIT RIVER nº 3 (CALIFORNIA)	—◇---	TUFO VULCÂNICO E LAVA. INJEÇÕES. OBSERVAÇÃO NA FUNDAÇÃO. CURVA DE GRAVIDADE H=34m.
OESTER (ALEMANHA)	—△—	XISTO ARGILOSO E GRAUVACA. OBSERVAÇÃO NA FUNDAÇÃO. CURVA DE GRAVIDADE H=40m.
NEYE (ALEMANHA)	—X—	GRAUVACA E XISTO ARGILOSO. ALGUMAS INJEÇÕES. OBSERVAÇÃO NA FUNDAÇÃO. CURVA DE GRAVIDADE H=30m.
GIBSON (MONTANA)	—▲—	CALCÁRIO CRISTALINO. INJEÇÕES. OBSERVAÇÃO NA FUNDAÇÃO E JUNTAS. BARRAGEM ABOBADADA H=61m. HIPÓTESE DE PROJETO - CURVA C.
ARIEL (WASHINGTON)	---■---	CONGLOMERADO ADESÍTICO. INJEÇÕES. OBSERVAÇÃO NA FUNDAÇÃO E JUNTAS. BARRAGEM ABOBADADA H=95m.

FIGURA II.1 — MEDIÇÕES DE SUBPRESSÃO  
ANALISADAS POR HOOK  
APUD ANDRADE (2)

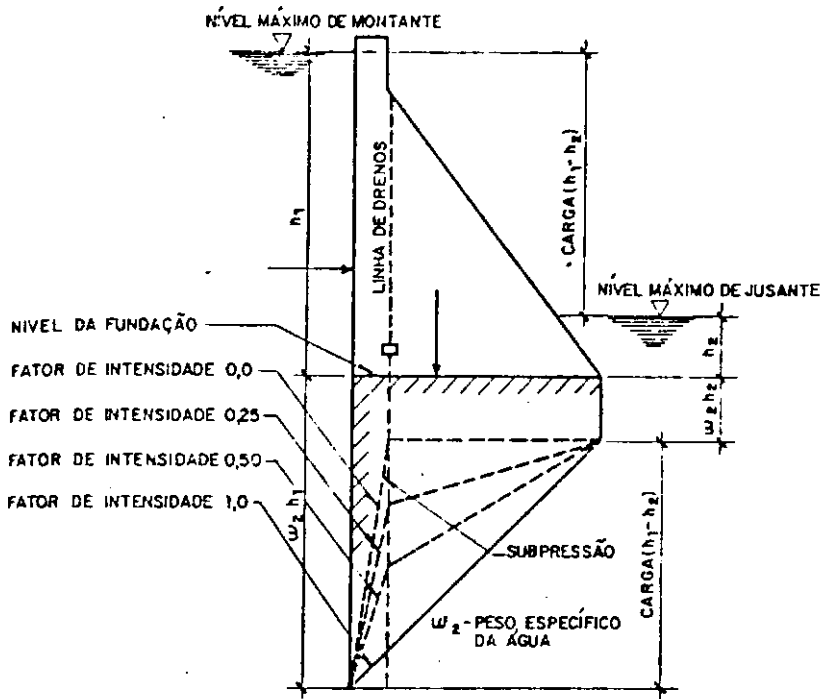


FIGURA II. 2 – DIAGRAMA DE SUBPRESSÕES NA BASE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO PROPOSTO PELA A.S.C.E. (1951) APUD ANDRADE (2)

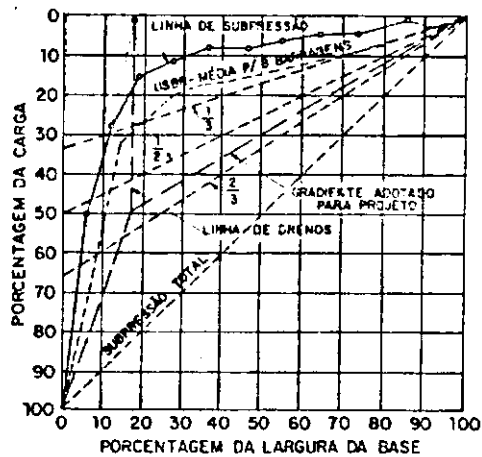


FIGURA II.3.a – MEDIÇÕES DE SUBPRESSÕES EM  
4 BARRAGEM DO T.V.A.  
APUD ANDRADE (2)

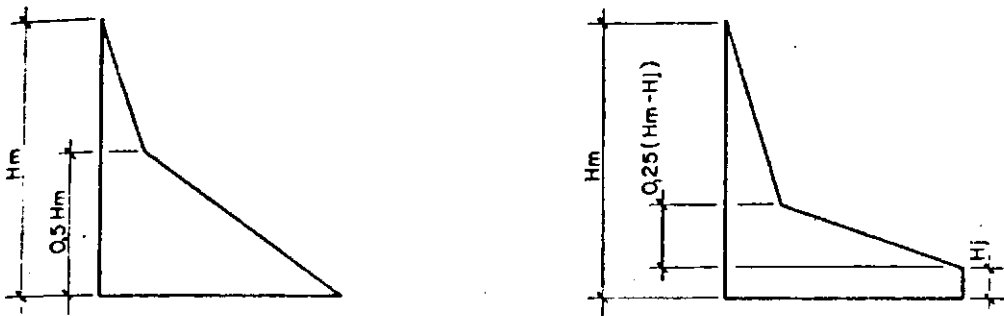


FIGURA II.3.b – DIAGRAMAS DE SUBPRESSÕES  
PROPOSTOS PELO T.V.A.  
APUD ANDRADE (2)

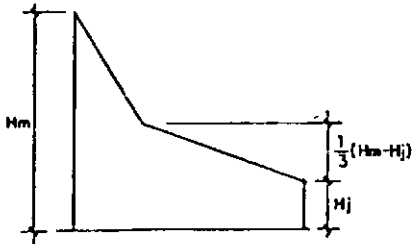


Fig. 48 - Diagrama de subpressão do USBR

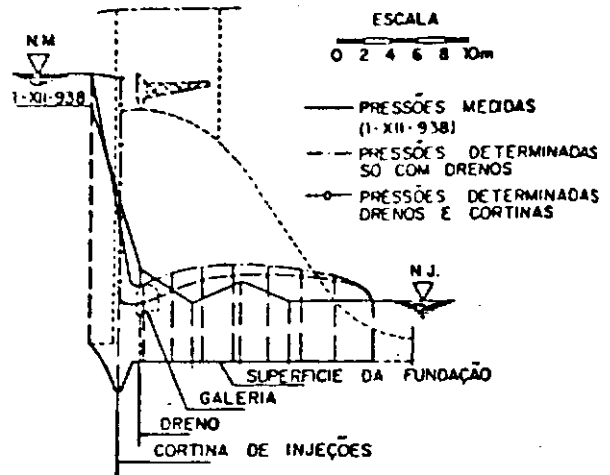


Fig. 49 - Barragem de American Falls  
Subpressão na base

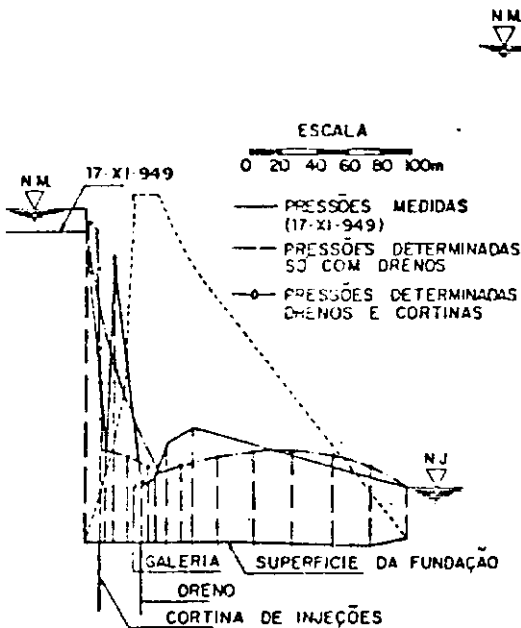


Fig. 50 - Barragem de Hoover  
Subpressão na base

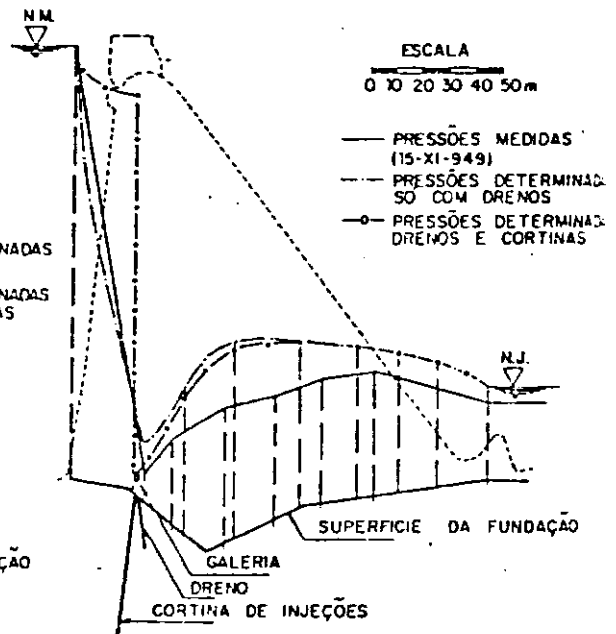


Fig. 51 - Barragem de Grand Coulee  
Subpressão na base

FIGURA II. 4 - MEDIÇÕES DE SUBPRESSÕES EM BARRAGENS DO U.S.B.R. E DIAGRAMA PROPOSTO APUD ANDRADE (2)

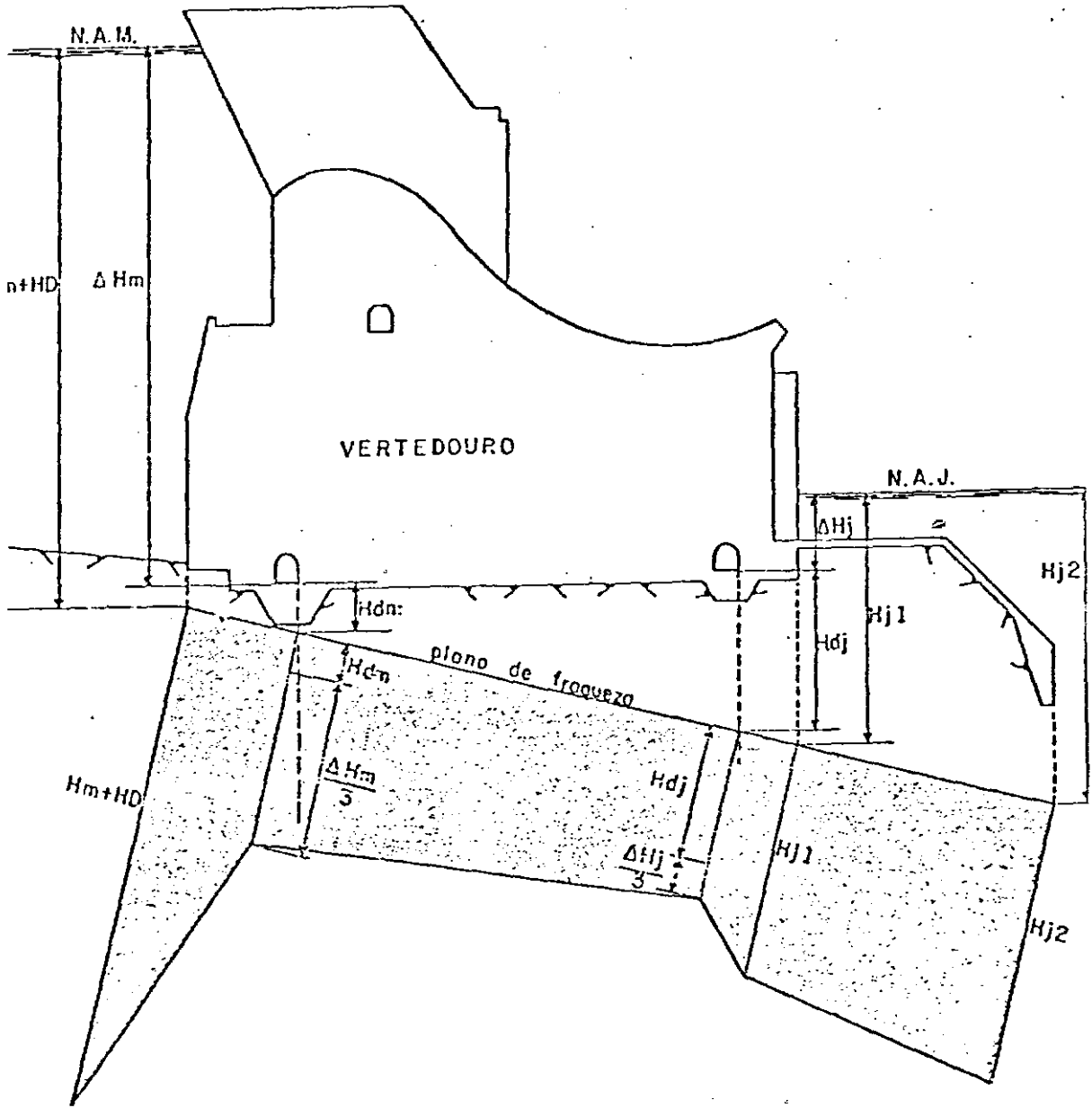


FIGURA II.5 – CRITÉRIO DE CRUZ E BARBOSA (15)  
CONDIÇÃO NORMAL DE OPERAÇÃO



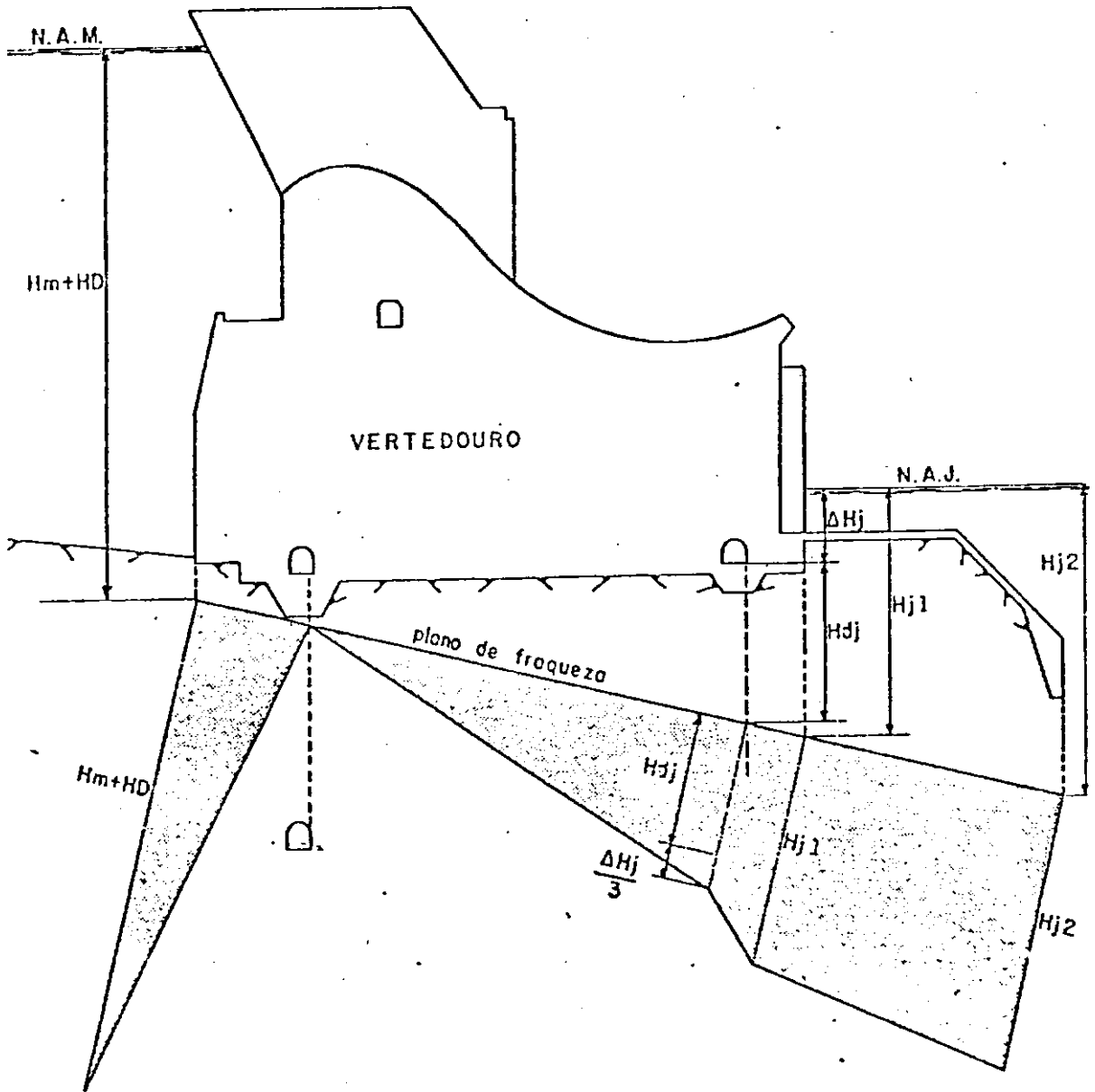


FIGURA II.6 – CRITÉRIO DE CRUZ E BARBOSA (15)  
 CONDIÇÃO NORMAL DE OPERAÇÃO COM  
 TÚNEL DE DRENAGEM NA FUNDAÇÃO

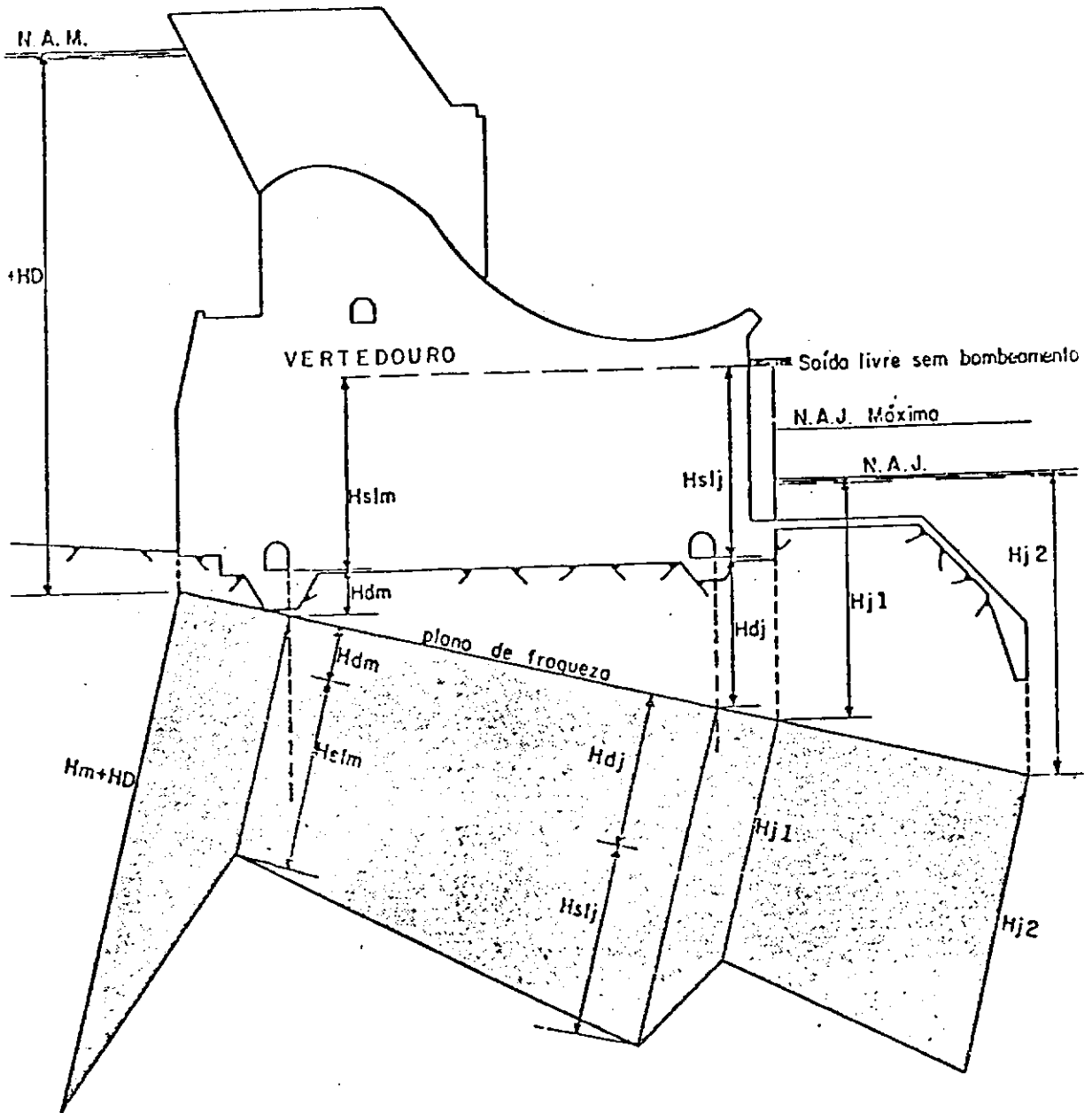


FIGURA II. 7 – CRITÉRIO DE CRUZ E BARBOSA (15)  
 CONDIÇÃO EXCEPCIONAL DE OPERAÇÃO  
 -BOMBEAMENTO INOPERANTE

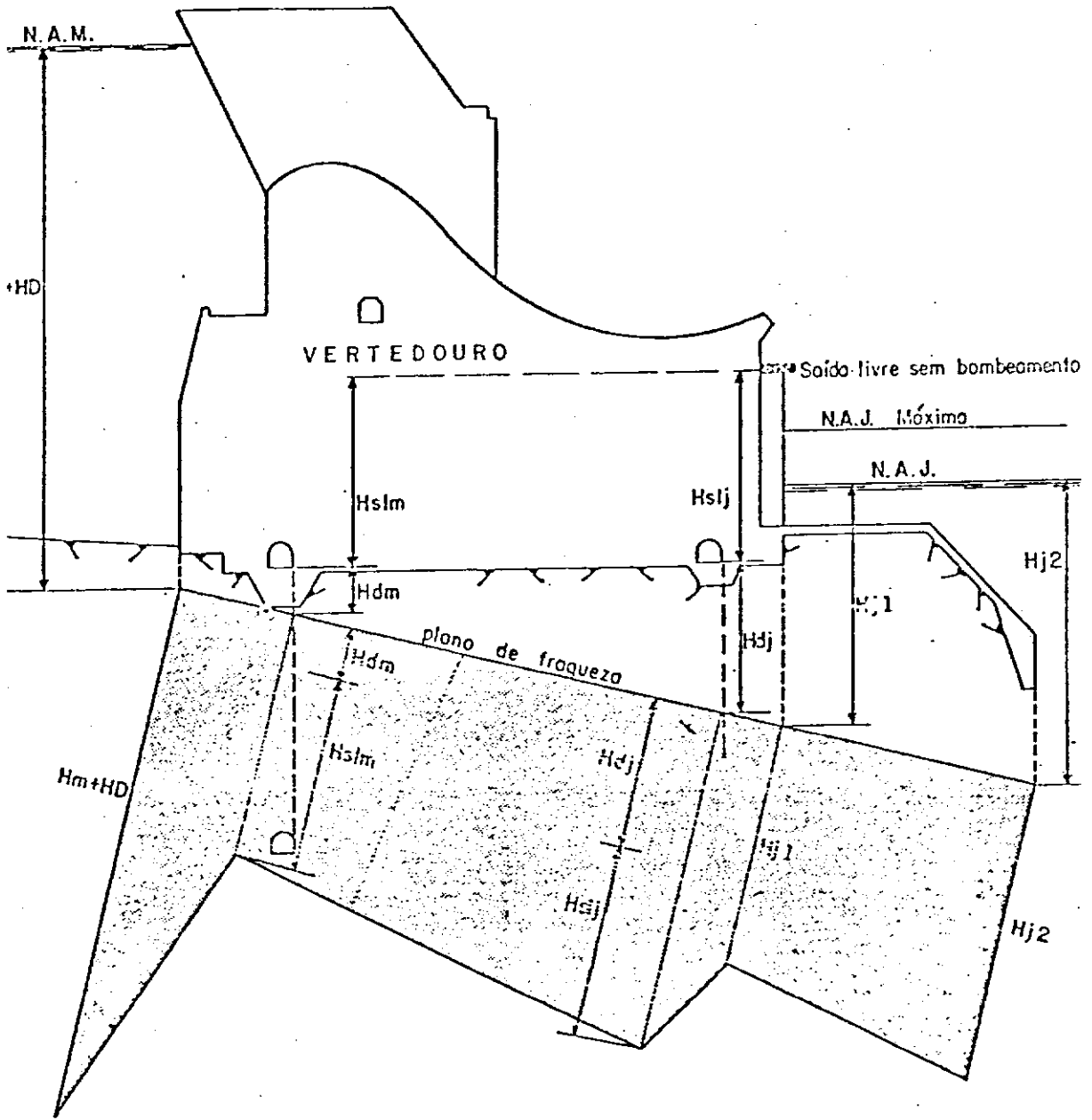


FIGURA II. 8 – CRITÉRIO DE CRUZ E BARBOSA (15)  
 CONDIÇÃO EXCEPCIONAL DE OPERAÇÃO –  
 BOMBEAMENTO INOPERANTE – COM  
 TÚNEL DE DRENAGEM NA FUNDAÇÃO.

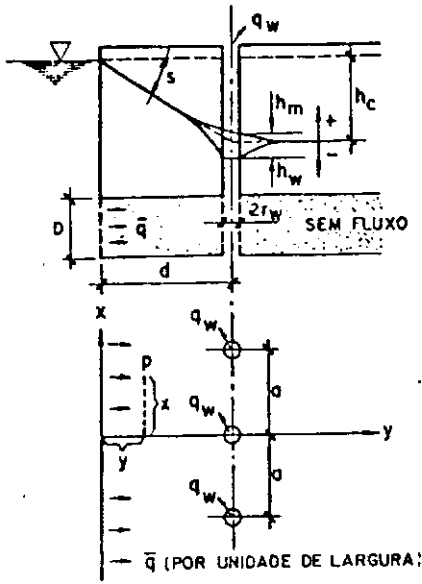


FIGURA II.9. a - INEXISTÊNCIA DE PERCOLAÇÃO A JUSANTE

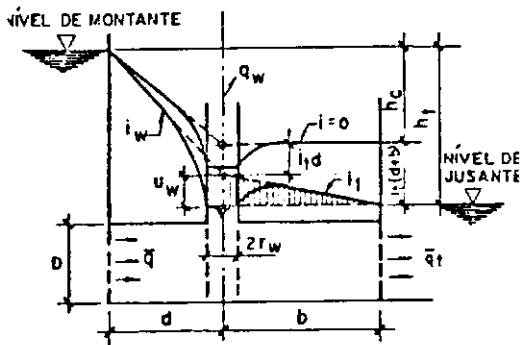


FIGURA II.9. b - NÍVEL DOS DRENOS COINCIDENTE COM O N.A. JUSANTE

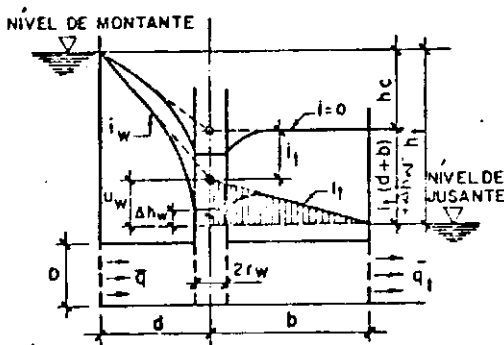


FIGURA II.9. c - NÍVEL DOS DRENOS SUPERIOR AO N.A. JUSANTE

FIGURA II. 9 - SOLUÇÕES PROPOSTAS POR CASAGRANDE

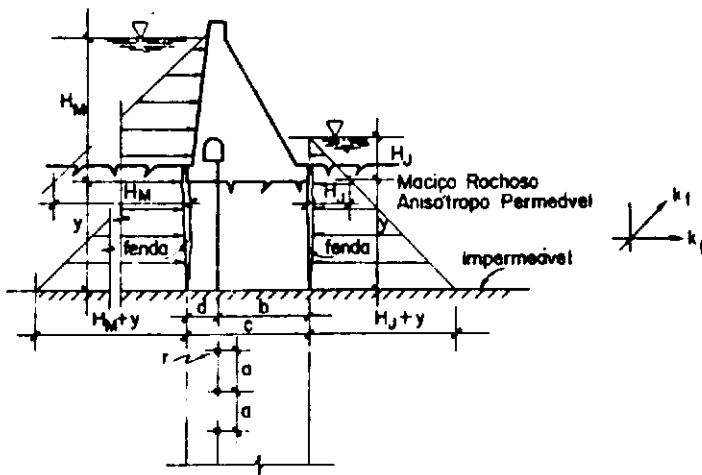


FIGURA II. 10. a - MODELO MATEMÁTICO CONSIDERADO NO CRITÉRIO DE ANDRADE

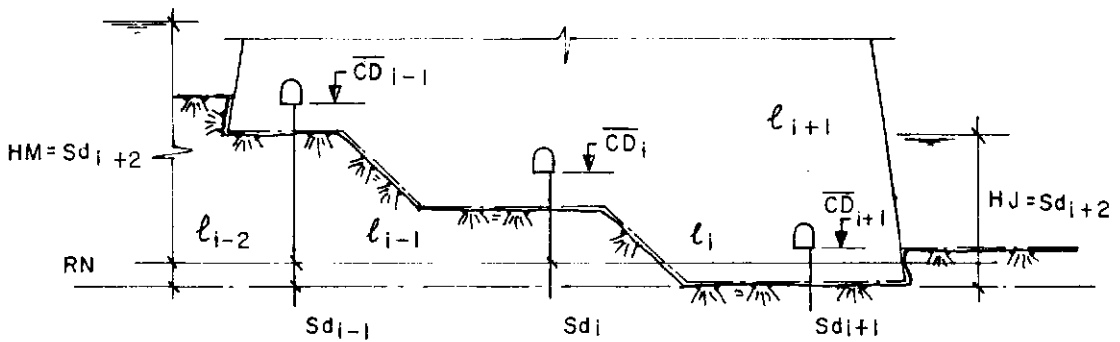


FIGURA II. 10. b - CRITÉRIO PROPOSTO POR ANDRADE PARA DETERMINAÇÃO DE  $n$  LINHAS DE DRENOS

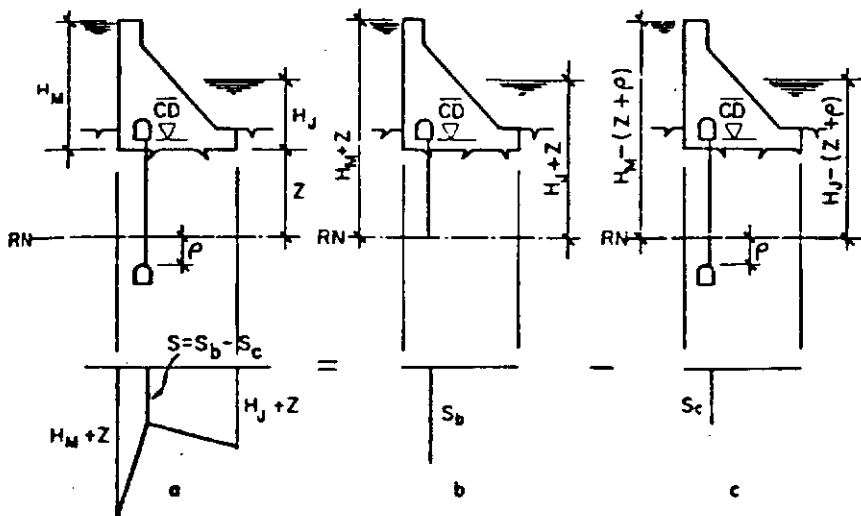
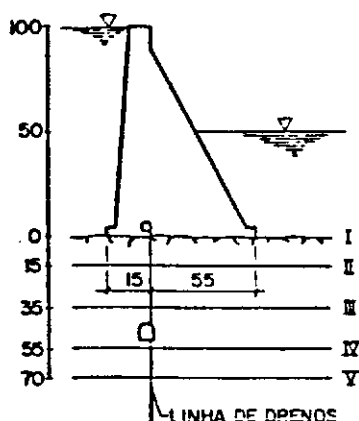


FIGURA II. 10. c - CRITÉRIO PROPOSTO POR ANDRADE PARA DETERMINAÇÃO DE SUBPRESSÕES COM TÚNEL NO MACIÇO DE FUNDAÇÃO



PERMEABILIDADE DO MACIÇO:

$$K = 10^{-5} \text{ cm/s}$$

FATOR DE FORMA DA LINHA DE DRENOS:

$$\lambda = 0,47 (\phi = 7,62 \text{ cm}; a = 3 \text{ m}; KL/XI = 3)$$

PROFUNDIDADE DA LINHA DE DRENOS:

$$L_d = 200 \text{ m}$$

COMPRIMENTO DA BASE DA ESTRUTURA:

$$c = 70 \text{ m}$$

PROFUNDIDADE DA CAMADA PERMEÁVEL

$$Y = 200 \text{ m}$$

PROFUNDIDADE DO TÚNEL:

u - VARIÁVEL

QUADROS COMPARATIVOS DOS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS  
DE ANÁLISE POR ELEMENTOS FINITOS E OS PROPOSTOS  
PELO CRITÉRIO APRESENTADO

TÚNEL 10m ABAIXO DO CONTATO

PLANOS	A	A'	A'/A
I	2018	2178	1,08
II	3097	3228	1,04
III	4697	4628	0,99
IV	6136	6028	0,98
V	7196	7078	0,98

TÚNEL 50m ABAIXO DO CONTATO

PLANOS	A	A'	A'/A
I	2153	2391	1,11
II	3006	3441	1,14
III	3837	4841	1,26
IV	4737	6241	1,32
V	5965	7291	1,22

TÚNEL 150m ABAIXO DO CONTATO

PLANOS	A	A'	A'/A
I	2174	2600	1,20
II	3036	3650	1,20
III	3956	5050	1,28
IV	4798	6450	1,34
V	5410	7500	1,39

A - área do diagrama de subpressões  
obtido pela análise de percolação.

A' - área do diagrama de subpressões  
proposto pelo critério.

FIGURA II. II - COMPROVAÇÃO DO CRITÉRIO PARA  
TÚNEL PROPOSTO POR ANDRADE

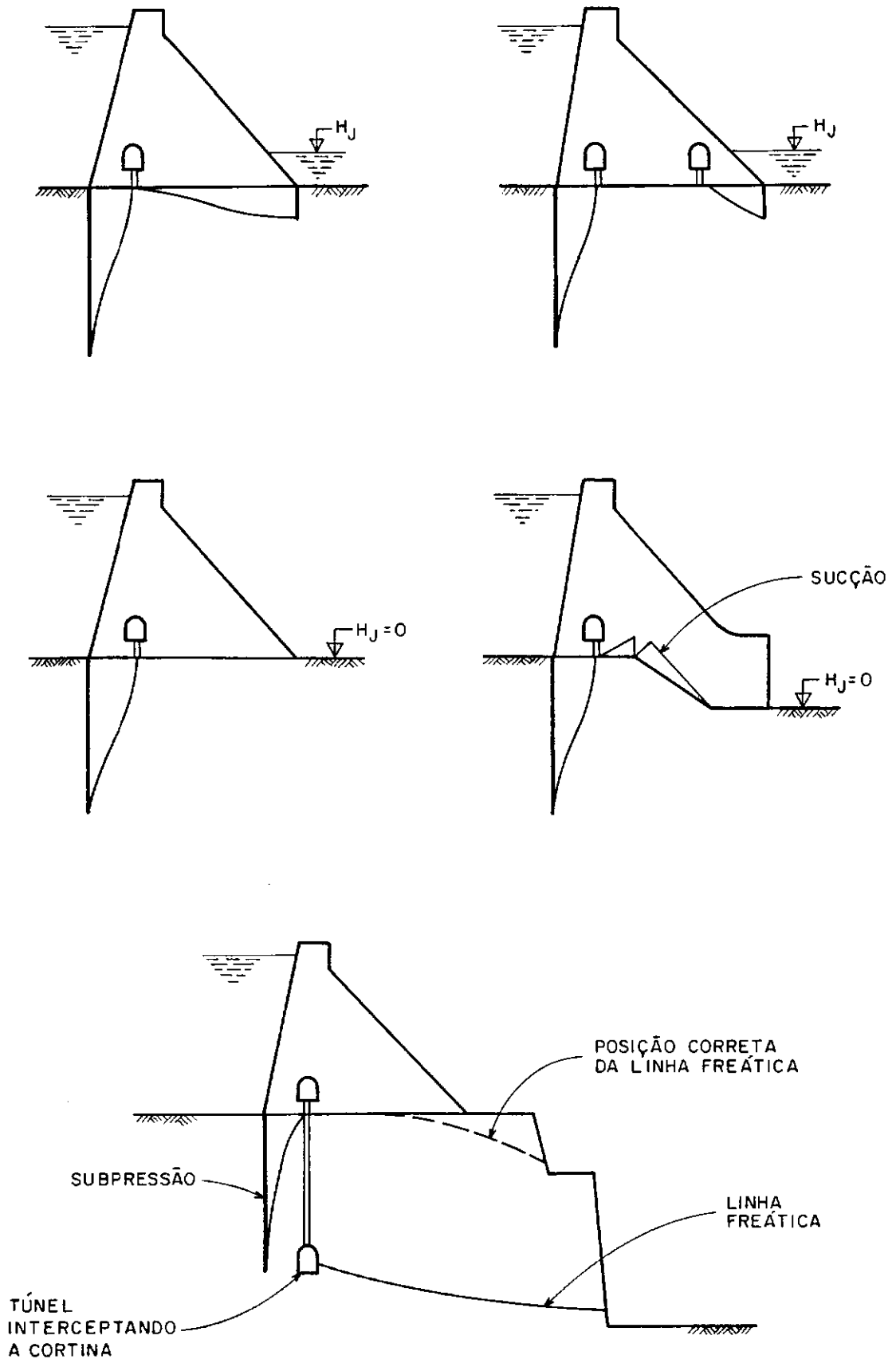
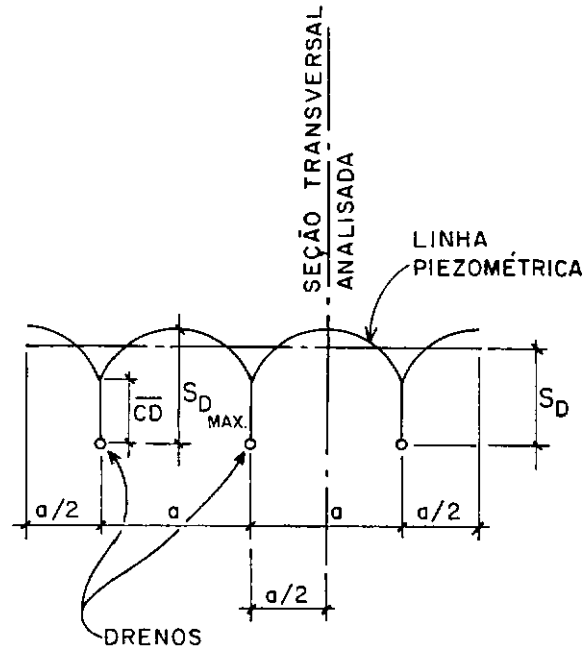
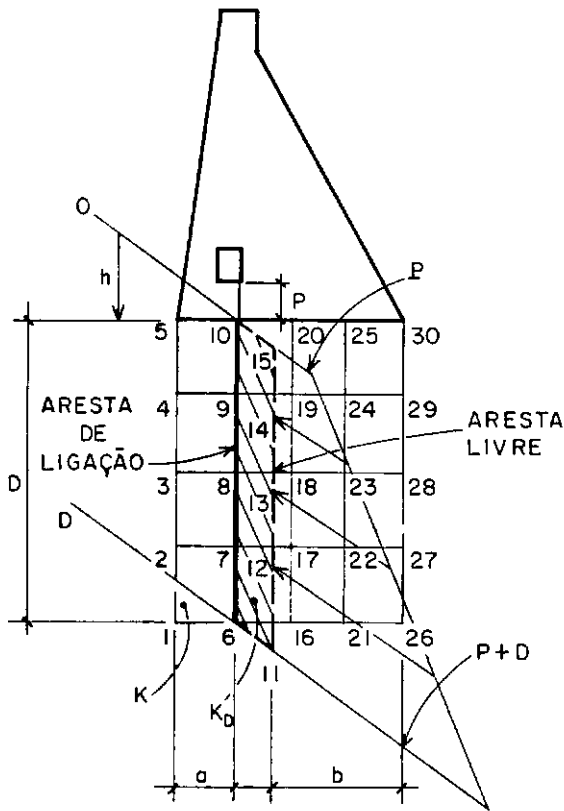


Figura II.12 DIAGRAMAS DE SUBPRESSÃO IMPRÓPRIOS PARA ANÁLISES DE ESTABILIDADE OU DE TENSÕES DO CONJUNTO ESTRUTURA - FUNDAÇÃO



SEÇÃO LONGITUDINAL PELA LINHA DE DRENAGEM

SEÇÃO ANALISADA PELO MÉTODO DO DRENO UNITÁRIO (MALHA DE ELEMENTOS FINITOS DISCRETIZADA NA REGIÃO DA LINHA DE DRENAGEM)

• ELEMENTOS DO DRENO UNITÁRIO :

NÓS DEFINIDORES  $\left\{ \begin{array}{l} 6, 11, 12, 7 \\ 7, 12, 13, 8 \\ 8, 13, 14, 9 \\ 9, 14, 15, 10 \end{array} \right.$

PERMEABILIDADE DOS ELEMENTOS :  $K_D$

• ELEMENTOS DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

NÓS DEFINIDORES  $\left\{ \begin{array}{l} 1, 6, 7, 2 \\ 2, 7, 8, 3 \\ 3, 8, 9, 4 \\ 4, 9, 10, 5 \\ 6, 16, 17, 7 \\ 7, 17, 18, 8 \\ 8, 18, 19, 9 \\ 9, 19, 20, 10 \end{array} \right.$

PERMEABILIDADE DOS ELEMENTOS :  $K$

NOTAS :

- 1 - Na aresta livre, representando o interior do dreno, devem ser fornecidas as pressões  $P+h$ .
- 2 - Na aresta de ligação serão obtidas pelo método as pressões  $S_D$  (Subpressão média na linha de drenagem).

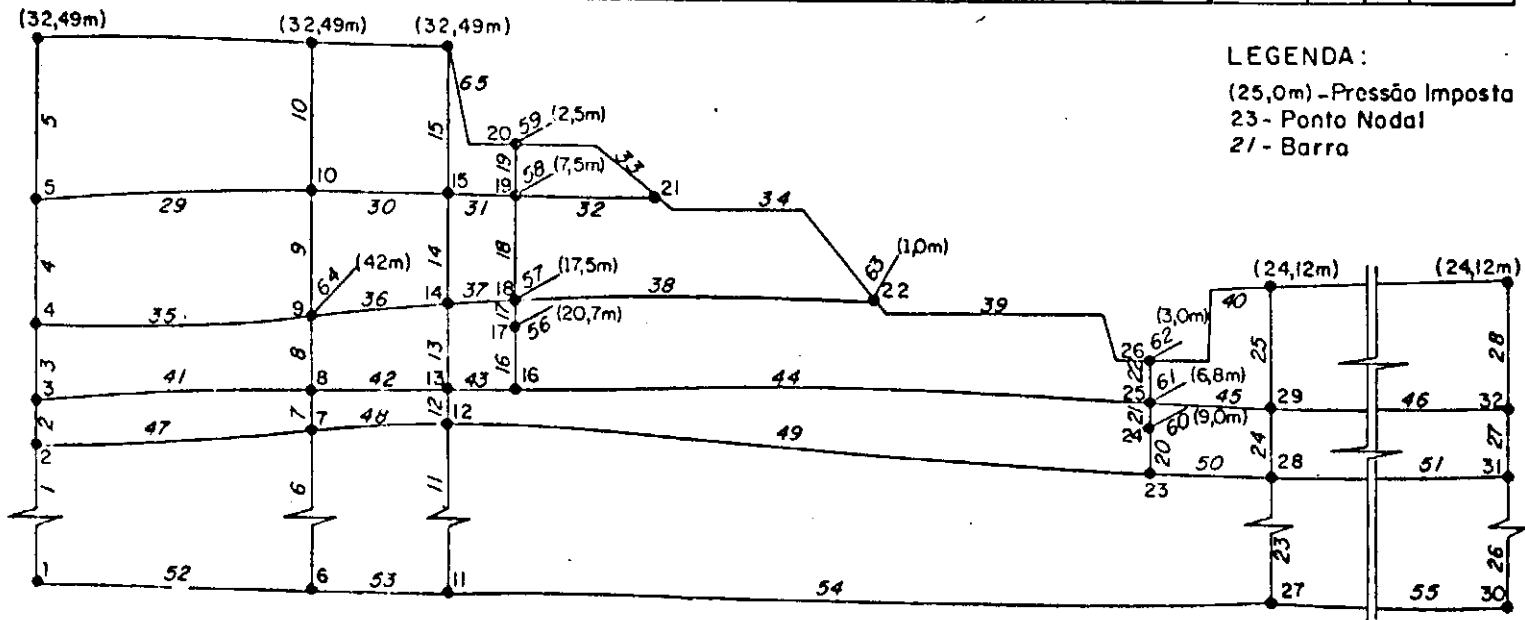
Figura II.13

MÉTODO DO DRENO UNITÁRIO - DEFINIÇÃO DOS PRINCÍPIOS BÁSICOS



FIGURA II. 14 - U.H.E. PALMAR - TOMADA D'ÁGUA/CASA DE FORÇA (BLOCO 2) MEPON - MALHA DE BARRAS APUD ANDRADE (5)

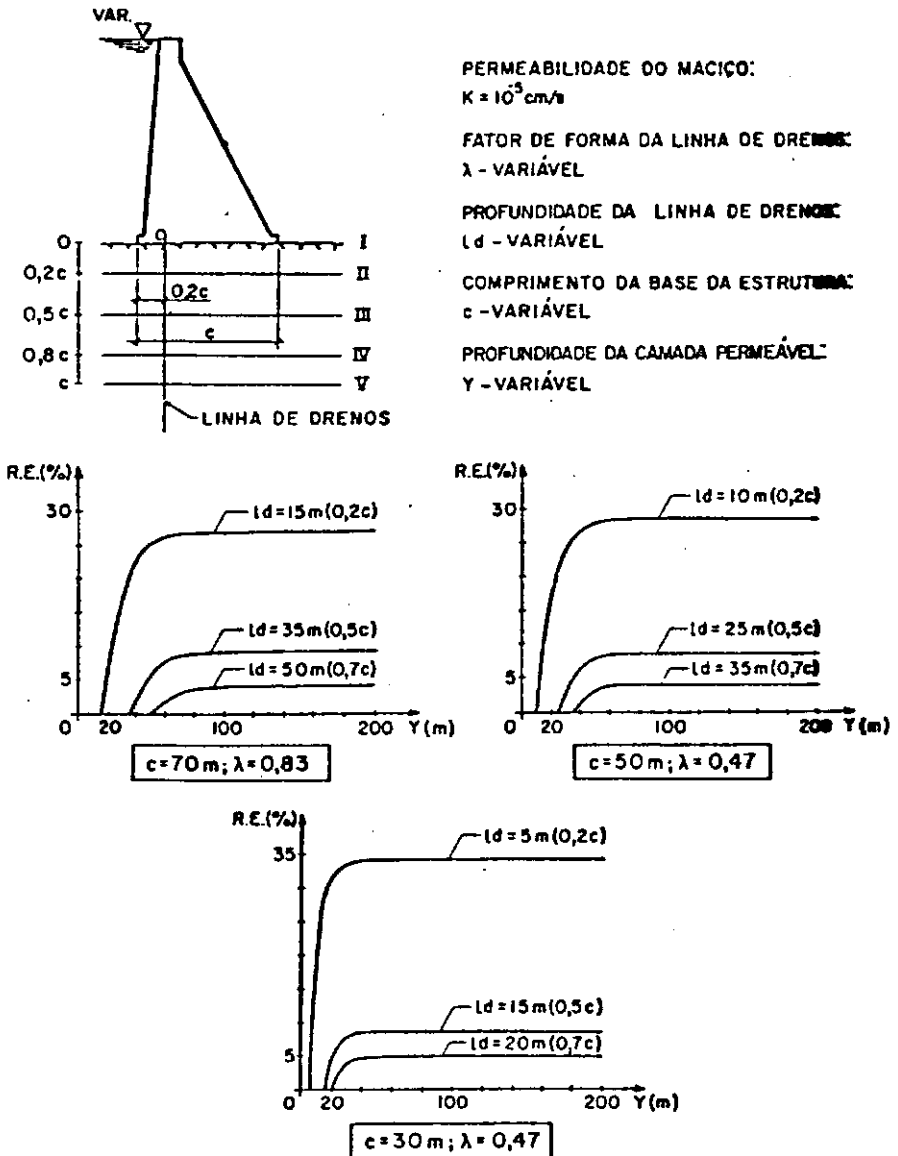
BARRA	L (m)	K	BARRA	L (m)	K	BARRA	L (m)	K	BARRA	L (m)	K	BARRA	L (m)	K
1	10,0	10	14	10,0	10	27	7,0	10	40	17,7	100	53	12,5	1
2	4,0	10	15	14,0	10	28	11,4	10	41	100	50	54	74,7	1
3	7,0	10	16	5,5	10	29	100	50	42	12,4	50	55	100	1
4	12,0	10	17	3,2	8,3	30	12,2	50	43	6,2	50	56	1,0	8,3
5	15,7	10	18	10,0	8,3	31	6,0	50	44	57,0	50	57	1,0	830
6	100	10	19	5,0	8,3	32	13,0	50	45	11,0	50	58	1,0	41,5
7	3,7	10	20	4,0	10	33	15,0	100	46	100	50	59	1,0	8,3
8	6,7	10	21	2,2	8,3	34	24,5	100	47	100	1	60	1,0	8,3
9	12,0	10	22	3,8	8,3	35	100	1000	48	12,5	1	61	1,0	41,5
10	14,2	10	23	100	10	36	12,5	1000	49	63,4	1	62	1,0	8,3
11	100	10	24	6,4	10	37	6,1	1000	50	11,0	10	63	1,0	1000
12	3,5	10	25	11,4	10	38	32,5	1000	51	100	1	64	1,0	1000
13	8,5	10	26	100	10	39	39,0	100	52	100	1	65	12,7	100



LEGENDA:  
 (25,0m) - Pressão Imposta  
 23 - Ponto Nodal  
 21 - Barra

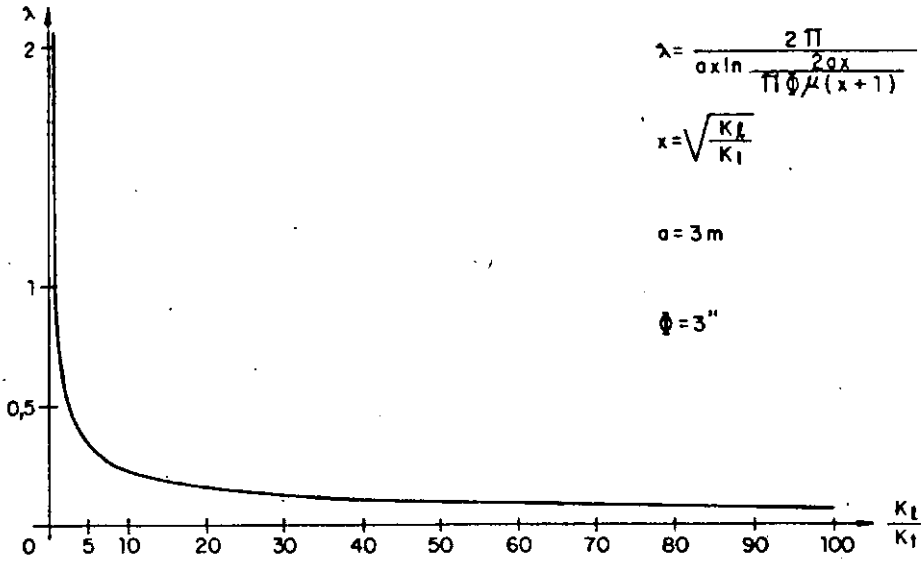
**QUADRO 4 A PROFUNDIDADE DA LINHA DE DRENOS**

VARIAÇÃO DA REDUÇÃO DE EFICIÊNCIA, NO PLANO DE CONTATO, COM A ALTURA DA CAMADA PERMEÁVEL DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO


**CONCLUSÕES:**

- Quaisquer que sejam o fator de forma da cortina de drenagem, a sua profundidade ou o comprimento da base da estrutura, verificamos que o aumento da altura da camada permeável acima do valor  $1,5c$ , não produz alterações nos valores da redução de eficiência no plano de contato.

FIGURA II. 15 — INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DA PROFUNDIDADE DA LINHA DE DRENOS NA SUBPRESSÃO  
 APUD ANDRADE (2)

FIGURA II.16 – VARIAÇÃO DE  $\lambda$  COM

$$\frac{K_{\ell}}{K_{\uparrow}}$$

APUD ANDRADE (2)

C A P Í T U L O    I I I

A N Á L I S E    D A S    M E D I Ç Õ E S

P I E Z O M É T R I C A S

### CAPÍTULO III - ANÁLISE DAS MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

III.1 - OBJETIVO DA ANÁLISE

III.2 - PROCEDIMENTO ADOTADO

III.3 - ANÁLISE DAS MEDIÇÕES PIZOMÉTRICAS

III.3.1 - U.H.E. MARIMBONDO

III.3.2 - U.H.E. ITUMBIARA

III.3.3 - U.H.E. TUCURUÍ

III.3.4 - U.H.E. ITAIPU

III.3.5 - U.H.E. ÁGUA VERMELHA

III.3.6 - U.H.E. PALMAR

III.3.7 - OUTRAS USINAS

III.4 - OBSERVAÇÕES E CONCLUSÕES GERAIS RESULTANTES  
DAS ANÁLISES

### III.1 - OBJETIVO DA ANÁLISE

Conforme abordado no capítulo II, uma das parcelas mais significativas nas análises de estabilidade de barragens de concreto-gravidade é aquela correspondente à subpressão atuante, quer seja no plano de contato concreto-rocha, quer seja em planos de fraqueza estrutural existentes na rocha de fundação.

Os diagramas de subpressão adotados correntemente nos projetos das estruturas de concreto das barragens são obtidos pela aplicação do critério do "U.S.Bureau of Reclamation". No Brasil, a adoção do critério proposto por CRUZ e BARBOSA (15) em projetos ou para fins de comparação com os valores obtidos pelo critério do "U.S.Bureau of Reclamation" constitui-se em metodologia também usualmente empregada.

Estes critérios foram abordados anteriormente no capítulo II, onde são comentados seus preceitos básicos. O critério do "U.S.Bureau of Reclamation" tem seu campo de aplicação limitado em princípio às subpressões no contato concreto-rocha e a estruturas com um único sistema de drenagem composto de uma galeria e de uma linha de drenagem próximas à sua extremidade de montante. O critério de CRUZ e BARBOSA (15) apresenta a vantagem de ser aplicável a estruturas que se desenvolvem em mais de um plano de fundação e que incorporam outros sistemas de drenagem, além de possibilitar a determinação das subpressões atuantes em planos de fraqueza do maciço de fundação.

Os procedimentos acima mencionados foram desenvolvidos com base em conceitos teóricos e, principalmente, a partir de observações do comportamento de obras, traduzido pelos resultados de medições piezométricas.

Os valores de subpressão medidos foram plotados em gráficos, apresentados por CRUZ e BARBOSA (15), com abscissa igual à distância na fundação das estruturas expressa em percentag

gem da largura total da base. Os diagramas de subpressão que traduzem os critérios representam, na realidade, as envoltórias retilneas dos valores medidos.

Ainda que sejam utilizados em ampla escala, estes métodos são muitas vezes fruto de discussões sobre seu excessivo conservadorismo em aspectos como consideração de abertura de "fenda" de tração a montante e consequente transferência total da pressão do reservatório à fundação, bem como subpressão a ser considerada na linha de drenos, com ou sem a consideração dos túneis de drenagem.

Uma vez que o presente trabalho objetiva discutir e analisar os métodos definidos para estimativa dos esforços de subpressão, bem como compará-los, concluimos pelo interesse de desenvolver-se um estudo que procurasse complementar os gráficos supracitados com medições atualizadas coletadas em diferentes barragens, permitindo, portanto, um grau maior de confiabilidade na aferição dos referidos critérios, além de adicionar dados relevantes aos pontos de questionamento mais frequente.

Desta forma o objetivo desta análise de medições piezométricas foi compilar e tratar dados de subpressão medidos na base e em descontinuidades representativas de possíveis caminhos preferenciais de fluxo pela fundação de estruturas de concreto de diferentes barragens brasileiras.

CRUZ e BARBOSA (15) apresentaram seu critério baseado em dados de 7 barragens brasileiras, envolvendo 16 estruturas de concreto-gravidade. Todas estas usinas são de propriedade da Companhia Energética de São Paulo, com fundação em basalto, apresentando sua sequência típica de contatos subhorizontais e juntas, representando caminhos preferenciais de fluxo. As barragens analisadas por CRUZ e BARBOSA (15) foram Ilha Solteira, Jurumirim, Jupia, Capivara, Ibitinga, Promissão e Barra Bonita.

Na etapa de coleta de dados para o presente trabalho procurou-se obter informações piezométricas de barragens com fundação em outros tipos de rocha diversos do basalto. As dificuldades para a consecução deste objetivo foram consideráveis, pois no Brasil a grande concentração de obras com disponibilidade de resultados de instrumentação apresenta fundação em maciços basálticos.

Dentre as obras em basalto foram obtidos dados concernentes às barragens de Marimbondo, Palmar, Água Vermelha e Itaipu. As demais barragens pesquisadas foram Itumbiara, com fundação em gnaisse, e Tucuruí, com fundação em metassedimento maciço/rítmico.

Através desta análise procurou-se ainda ressaltar a importância da obtenção de leituras de instrumentação para obras em diferentes tipos de fundação, para que os critérios oriundos da interpretação dos dados piezométricos possam representar, de forma cada vez menos contestável, uma metodologia de larga aplicação para determinação da subpressão em estruturas de concreto.

### III.2 - PROCEDIMENTO ADOTADO

Segundo os objetivos básicos que nortearam a presente análise de registros piezométricos, procurou-se coletar e interpretar dados de medições referentes a subpressões no contato concreto/rocha das estruturas e em feições geológicas do maciço de fundação caracterizadas como descontinuidades representativas de possíveis caminhos preferenciais de fluxo. No caso de algumas estruturas foram ainda analisados dados de pressão disponíveis em piezômetros localizados em horizontes de fundação não caracterizados como descontinuidades. Este procedimento foi adotado visando a comparação dos resultados obtidos para estes instrumentos com dados referentes a estruturas geológicas mais permeá-



veis no maciço, possibilitando a observação de possíveis contrastes nas subpressões.

Para fins de facilitar a comparação com os dados já obtidos e apresentados por CRUZ e BARBOSA (15), o tratamento das medições agora coletadas desenvolveu-se segundo os parâmetros de análise e notações selecionados pelos referidos autores. A simbologia adotada é apresentada na figura (III.1).

Para cada estrutura analisada foram compiladas características gerais de interesse para a interpretação dos registros piezométricos, como altura do bloco, largura da base, cargas hidrostáticas de montante e jusante, posição das galerias de drenagem e profundidades dos tratamento de fundação representados por injeções e drenagem. Estes dados são apresentados na tabela (III.1).

O Anexo II apresenta, sob a forma de Tabela, para cada piezômetro interpretado os dados de pressões e os parâmetros calculados para fins de análise. São fornecidas a sua localização em relação à extremidade de montante (d) em termos de percentagem da largura da base e a sua profundidade de instalação em relação à carga do reservatório ( $\frac{HD}{Hm}$ ). Quando os instrumentos acusaram oscilações de pressão consideradas relevantes, durante o período de medições analisado, são relacionados os correspondentes valores máximo e mínimo medidos. São feitas ainda observações quanto à localização dos piezômetros e ao seu comportamento individualizado e em relação ao conjunto para a estrutura em questão. Dessa forma as tabelas que constam do Anexo II retratam o procedimento de análise desenvolvido.

Procedeu-se à elaboração de gráficos a partir dos dados interpretados, conforme a metodologia adotada por CRUZ e BARBOSA (15). Na abscissa foi indicado o valor de d e como ordenada representou-se a subpressão medida em termos de percentagem da pressão hidrostática do reservatório até o nível da rocha de

montante. Foram ainda plotados gráficos indicando o excesso de subpressão em relação ao piso da galeria de drenagem, definido em termos de percentagem do desnível entre o nível d'água do reservatório e o piso da galeria.

Nos gráficos representativos das subpressões medidas em descontinuidades subhorizontais foi indicada a sua profundidade em termos de percentagem da coluna d'água definida entre o nível do reservatório e a profundidade da feição analisada.

Pode ser observado portanto que, de forma geral, adotou-se como referência para a representação gráfica dos dados a pressão hidrostática sobre o nível de rocha de montante ( $H_m$ ) ou o nível da descontinuidade ( $H_m + H_D$ ). Este procedimento permite a percepção, através do conjunto de pontos plotados, da conformação do diagrama de subpressões atuante no contato ou em profundidade, bastando, para determinação das pressões a partir dos gráficos, multiplicar o valor plotado por  $H_m$  ou ( $H_m + H_D$ ).

Nos gráficos relacionando o excesso de subpressão em relação ao piso da galeria, para os instrumentos localizados próximos à extremidade de jusante da estrutura, este valor foi calculado em relação à galeria de jusante, quando existente, tomando-se como referência o desnível entre o nível d'água de jusante e a cota da boca dos drenos.

Procurou-se adotar para fins de representação gráfica a metodologia utilizada por CRUZ e BARBOSA (15), dividindo as estruturas em grupos segundo sua geometria, expressa pela relação entre a largura da base  $B$  e a altura  $H$ , e o tipo de tratamento de fundação, incluindo cortinas de injeção, drenagem do contato e do maciço. Por vezes, no entanto, não foi possível reunir todos os dados referentes a estruturas enquadradas no mesmo grupo em um único gráfico, face à grande quantidade de pontos, com risco de comprometer a interpretação do conjunto.

De forma geral as estruturas foram divididas nos seguintes grupos, sendo indicadas as figuras contendo os gráficos correspondentes:

- estruturas com relação entre base e altura da ordem de 0,7 a 1,0 e uma galeria de drenagem - figuras (III.21), (III.29) e (III.30)
- estruturas com uma galeria de drenagem e túnel no maciço de fundação - figuras (III.28) e (III.31)
- estruturas com duas ou mais galerias de drenagem - figuras (III.18) e (III.22)
- estrutura com duas ou mais galerias de drenagem e túnel no maciço de fundação - figuras (III.25), (III.26) e (III.27)
- estruturas de tomada d'água e casa de força com fundação em diferentes elevações - figuras (III.19), (III.20), (III.23) e (III.24)

Além dos gráficos supracitados, que permitem observar a conformação dos diagramas de subpressão e estimar a eficiência da drenagem, procedeu-se à complementação do gráfico elaborado por CRUZ e BARBOSA (15) relacionando a razão entre a pressão medida e a pressão hidrostática máxima de montante com a razão entre a profundidade de instalação do piezômetro e a pressão do reservatório. Este gráfico, apresentado na figura (III.32), possibilita observar o percentual de transferência da pressão do reservatório a diferentes profundidades no interior do maciço, conduzindo a conclusões significativas a respeito da hipótese de abertura de "fenda" de tração sob o pé de montante da estrutura.

A figura (III.34) apresenta um gráfico semelhante, elaborado considerando-se a pressão de jusante, reunindo dados obtidos para piezômetros localizados próximo ao pé de jusante da estrutura.

Concluindo as análises das medições piezométricas foi desenvolvido um estudo comparativo entre diagramas de subpressão obtidos aplicando-se os critérios do "U.S. Bureau of Reclamation" (37), de CRUZ e BARBOSA (15) e de ANDRADE (2) e aqueles observados para algumas das estruturas em questão. O resultado desse estudo encontra-se resumido nas figuras (III.35) a (III.39).

Com relação à aplicação do critério de ANDRADE (2), abordado detalhadamente no item II.2.4, foram consideradas no cálculo das subpressões médias atuantes na linha de drenagem valores de permeabilidades aproximadamente iguais nos sentidos longitudinal e transversal. Dessa forma desconsidera-se a influência de condições de fronteira direcionando preferencialmente o fluxo em um desses sentidos.

Para cálculo do fator de drenagem 7, considerou-se a utilização de linhas de drenagem com características geométricas normalmente adotadas, a saber, diâmetro dos drenos igual a 0,076m e espaçamento dos mesmos da ordem de 3m.

### III.3 - ANÁLISE DAS MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

O presente item aborda as análises de registros piezométricos realizadas para diferentes barragens brasileiras segundo a metodologia apresentada anteriormente.

Para cada aproveitamento estudado são descritas características gerais da geologia e geotécnica local, destacando os aspectos de principal interesse para as análises efetuadas, como os diferentes horizontes do maciço de fundação das estruturas de concreto e suas permeabilidades relativas.

A seguir são apresentadas as estruturas de concreto consideradas nos estudos das medições de subpressão, enfocando seus aspectos geométricos de interesse, descrição sucinta do

maciço de fundação e características gerais do tratamento através de injeções e drenagem.

São ainda discutidas para cada estrutura algumas observações resultantes das análises dos dados de pressão, dos respectivos gráficos e dos diagramas de subpressão resultantes.

### III.3.1 - U.H.E. MARIMBONDO

#### III.3.1.1 - GEOLOGIA/GEOTECNIA

A Usina Hidrelétrica de Marimbondo, de propriedade de Furnas Centrais Elétricas S.A., com potência de 1.400 MW, está situada no Rio Grande, na divisa entre os estados de São Paulo e Minas Gerais.

A geologia da região é basicamente composta de rochas basálticas. Quatro derrames de lava no local da barragem foram detectados, cada um com aproximadamente 20m de espessura, apresentando uma zona inferior e intermediária de basalto vesicular ou amigdalóide fraturado subhorizontalmente.

Camadas de brecha sedimentar pouco espessas aparecem em alguns níveis, intercaladas com os derrames basálticos. São fracas em geral, porém silicificadas em algumas zonas. Os contatos entre essas brechas e o basalto estão comumente fraturados e abertos, apresentando uma permeabilidade de moderada a alta.

As estruturas de concreto estão apoiadas no derrame superior de basalto denso. As investigações de superfície e os perfis de sondagens indicaram ser a rocha estruturalmente adequada, embora fosse constatado, durante a escavação para implantação da Tomada D'Água, grande intemperismo e fraqueza até profundidades significativas ao longo das juntas principais do derrame superior de basalto denso.

Observou-se ainda a existência de três horizontes permeáveis nas cotas 360m, 380m e 395m, merecendo atenção especial.

### III.3.1.2 - ESTRUTURAS ANALISADAS - CARACTERÍSTICAS GERAIS

Foram analisados os registros piezométricos disponíveis em Furnas Centrais Elétricas S.A. para o Muro de Transição Esquerdo, bloco E1, e Muro de Transição Direito, bloco D1, correspondentes ao período de 23/01/78 a 08/10/86.

Os blocos E1 e D1 apresentam altura de 58m e 56m, respectivamente, largura da base da ordem de 75% da altura e uma galeria de drenagem localizada a montante com linha de drenos atingindo profundidades da ordem de 70% da altura do bloco E1 e 50% da altura do bloco D1. Foi executada uma cortina de injeções inclinada para montante a partir da galeria atingindo profundidades da ordem de 50% da altura dos blocos.

Ambas as estruturas estão apoiadas em basalto vesicular-amigdaloidal, sotoposto à camada de basalto denso. Cerca de 20m abaixo do contato estrutura/fundação observa-se a presença de brecha basáltica, interceptada pelas injeções e drenagem.

As figuras (III.2) e (III.3) apresentam um perfil esquemático do maciço de fundação dos blocos, bem como da localização dos piezômetros.

Os dados fornecidos por Furnas S.A. indicam que, para ambos os blocos, os piezômetros localizados em profundidade situam-se na camada de basalto denso, portanto com permeabilidade relativa inferior à brecha basáltica.

### III.3.1.3 - OBSERVAÇÕES E CONCLUSÕES

Os gráficos reunindo os dados analisados são apresentados na figura (III.21), característicos de estruturas com

largura da base igual a 70% a 100% da altura do bloco e uma galeria de drenagem.

Para o plano de contato estrutura/fundação verifica-se a montante uma transferência da pressão do reservatório, tomando-se como referência a pressão hidrostática atuante sobre o nível de rocha, variando entre 85% a 110%. Esses resultados foram obtidos em piezômetros localizados em região abalada pelo fogo da escavação, comprovando a validade da consideração, para fins de estabelecimento do diagrama de subpressão no contato, de atuação da pressão hidrostática total do reservatório no pé de montante da estrutura.

Os piezômetros instalados ao longo da base da estrutura, a jusante da linha de drenagem, acusam a eficiência total desta, conforme indicado na figura (III.21b). Para o M.T.D. são observados excessos nulos de subpressão em relação ao piso da galeria, enquanto que, para o M.T.E., os valores negativos de excesso de subpressão são reveladores de colunas d'água nesses instrumentos inferiores à diferença entre as suas cotas de instalação e a cota da boca dos drenos, considerada coincidente com a elevação do piso da galeria.

Os piezômetros instalados no maciço rochoso de fundação estão localizados na camada de basalto denso, chegando a atingir a brecha basáltica. Portanto seus resultados poderiam ser interpretados como representativos das subpressões atuantes na brecha, caracterizada como feição mais permeável, segundo comentários apresentados no item III.3.1.1.

A figura (III.21c) indica para ambas as estruturas uma transferência da pressão do reservatório à elevação considerada na fundação inferior a 20%, portanto a aplicação do critério de abertura de "fenda" de tração a montante da estrutura com transferência total da coluna d'água do reservatório ao interior do maciço revela-se, para as situações analisadas, extremamente

conservativa.

As medições efetuadas no maciço, a jusante da linha de drenagem, indicam excessos de subpressão negativos ao longo da feição analisada, caracterizando um comportamento uniforme quanto às pressões nela atuantes, observando-se perdas de carga pouco significativas no sentido montante-jusante.

Para o Muro de Transição Direito procedeu-se à análise comparativa entre os diagramas de subpressão para o contato concreto-rocha obtidos pela aplicação dos critérios de CRUZ e BARBOSA (15) e de ANDRADE (2) com aquele observado através dos registros piezométricos. Estes diagramas são apresentados na figura (III.35).

A tabela (III.2) apresenta os valores de eficiência da drenagem calculados em termos de excesso de subpressão em relação ao piso da galeria para cada um dos diagramas analisados, bem como a relação entre as áreas desses diagramas com a área do diagrama correspondente à situação de drenos inoperantes.

Para a situação em questão observa-se um certo conservadorismo do critério de CRUZ e BARBOSA (15) quanto à eficiência da drenagem. O critério de ANDRADE (2), desenvolvido a partir da modulação teórica de CASAGRANDE (11), mostra-se mais realista em termos de subpressões médias acusadas entre drenos e de esforço total de subpressão, principalmente se considerarmos como aplicável a condição de transferência integral da coluna d'água de montante à fundação.

### III.3.2 - U.H.E. ITUMBIARA

#### III.3.2.1 - GEOLOGIA/GEOTÉCNIA

O aproveitamento hidrelétrico de Itumbiara, de propriedade de Furnas Centrais Elétricas S.A., com potência instala



da de 2.080 MW, situa-se no Rio Paranaíba, na divisa dos Estados de Minas Gerais e Goiás.

As principais rochas que ocorrem na fundação das estruturas de concreto são o anfibólito/anfibólio-gnaiss e o muscovita gnaiss, ambas apresentando-se frequentemente silicificadas em graus de intensidade variável. As rochas extremamente silicificadas apresentam propriedades de um quartzito.

Seu bandejamento tem direção predominante N40°-80°E e mergulhos muito variáveis em decorrência dos dobramentos locais. Comumente são detectadas ocorrências de camadas excepcionalmente ricas em micas (filonitizadas), geralmente pouco espessas (1 a 2mm) e paralelas ao bandejamento.

Ambas as rochas apresentam-se, em geral, sãs a pouco decompostas (D1-D2), muito consistentes (C1-C2) e maciças a medianamente fraturadas (F1-F3), com fraturas em sua maioria fechadas. Existem também fraturas abertas, com preenchimento (média < 1mm) de argilo-minerais ou cimentadas com quartzo e/ou epidoto.

Verificou-se, após as escavações, perturbações na estrutura da rocha causadas pela ação de explosivos, com a presença em vários locais de blocos soltos e juntas abertas por essas detonações.

Com base nos resultados dos estudos geológicos programou-se uma cortina de injeções ao longo da galeria de montante, sendo constituída por uma única linha de furos em geral injetados pelo processo ascendente. Nas áreas de ocorrência das zonas cisalhadas principais n°s 1 e 2 (blocos 1 a 4 da Tomada D'Água e 7 do Vertedouro), consideradas críticas, optou-se pelo método de injeção descendente e por um espaçamento menor entre os furos primários.

### III.3.2.2 - ESTRUTURAS ANALISADAS - CARACTERÍSTICAS GERAIS

Foram analisados os registros piezométricos disponíveis em Furnas Centrais Elétricas S.A. para o Muro de Transição Esquerdo, blocos 2, 8 e 9, Vertedouro blocos 1 e 7 e Tomada D'Água blocos 3 e 5, para o período de 16/05/83 a 03/09/86.

Todas as estruturas apresentam duas galerias de drenagem a partir das quais foram executadas linhas de drenos. Conforme mencionado no item III.3.2.1, foi projetada uma cortina de injeções ao longo da galeria de montante, atingindo profundidades no maciço de fundação da ordem de 30% a 40% da pressão hidrostática de montante. A largura da base das estruturas analisadas varia de 75% a 120% da altura dos blocos. A tabela (III.1) apresenta as características geométricas gerais dos blocos enfocados, bem como dos respectivos tratamentos de fundação.

Detectam-se na fundação das obras de concreto zonas cisalhadas principais que, ainda que com direções e mergulhos variáveis, poderiam constituir-se em caminhos preferenciais de percolação. Estas regiões foram alvo do programa de instrumentação, sendo instalados instrumentos interceptando-as a jusante da linha de drenagem de montante e ao longo da extensão da base da estrutura. Foi prevista ainda uma segunda família de piezômetros abaixo das zonas cisalhadas, permitindo portanto, uma comparação entre os valores de subpressão indicados em ambas as regiões da fundação. Este conjunto de medições foi analisado para o Vertedouro (bloco 7), Tomada D'Água (bloco 3) e Muro de Transição Esquerdo (bloco 8).

Para os demais blocos foram interpretados os resultados de pressão disponíveis em piezômetros localizados a montante das estruturas, verificando por conseguinte o percentual de transferência da coluna d'água do reservatório à fundação.

A figura (III.4) apresenta a localização esquemática dos instrumentos analisados na fundação.

Todos os piezômetros são do tipo "Stand Pipe", sendo o topo de cada célula equipado com manômetro para registro das subpressões.

### III.3.2.3 - OBSERVAÇÕES E CONCLUSÕES

Os instrumentos instalados no contato concreto/rocha a montante das linhas de injeção e drenagem no M.T.E. bloco 9 e Tomada D'Água blocos 3 e 5 indicaram pressões da ordem de 85% a 100% da coluna d'água atuante sobre o nível de rocha de montante. Para os demais blocos este percentual variou de 15% a 30%, sendo esta redução ocasionada provavelmente pela maior eficiência das injeções nestas estruturas. Esta ampla faixa de variação de resultados correspondentes a piezômetros com a mesma localização, vem confirmar a validade de aplicação do critério vigente para determinação de subpressões a montante das estruturas no plano de contato, traduzido pela transferência integral da pressão do reservatório.

Para o maciço de fundação observam-se valores correspondentes a 20% a 40% da pressão de montante considerada até o plano de análise, para profundidades da ordem de 20% a 30% da coluna d'água total, ratificando o extremo conservadorismo da hipótese de abertura de "fenda" de tração a montante. Os dados acima mencionados estão plotados na figura (III.32).

As figuras (III.22.a) e (III.22.b) apresentam os resultados das análises efetuadas para as pressões medidas no maciço de fundação nas zonas cisalhadas e abaixo delas, em pontos localizados sob a projeção da base das estruturas, a jusante da linha de drenagem de montante. As informações piezométricas coletadas evidenciam um comportamento uniforme ao longo dos horizontes.

de fundação instrumentados, com indicações de excessos de subpressões nulos em relação ao piso das galerias de montante.

Essas observações vêm comprovar a eficiência dos tratamentos de fundação profundos executados, caracterizados pela interceptação das feições supostamente mais permeáveis pelas linhas de injeção e drenagem.

### III.3.3 - U.H.E. TUCURUÍ

#### III.3.3.1 - GEOLOGIA/GEOTECNIA

A usina hidrelétrica de Tucuruí apresenta ampla diversidade e complexidade da litologia da fundação, tendo sido o maciço afetado por, pelo menos, três fases de deformação (tectonismo) distintas.

As estruturas de concreto têm suas fundações assentes sobre metassedimentos pertencentes à Formação Tucuruí. São rochas sedimentares, predominantemente siltitos, litificados pela ação de metamorfismo de baixo grau que lhes conferiu uma xistossidade incipiente, concordante com os planos de estratificação, além de elevada resistência mecânica. Frequentemente camadas de tonalidades diferenciadas alternam-se, conferindo à rocha uma estratificação bem pronunciada, sendo neste caso denominada de metassedimento rítmico (MR). Outras vezes a estratificação é pouco acentuada ou ausente e a rocha adquire um aspecto maciço, sendo então denominada de metassedimento maciço (MM).

Os planos de estratificação - xistossidade apresentam-se com direções e mergulhos bastante variáveis como consequência de dobramentos e falhamentos.

Os dobramentos são suaves e os falhamentos, bem como o fraturamento, são intensos. Entre as falhas destacam-se três sistemas principais:

a) o primeiro, mais antigo, é constituído por falhas inversas ou de empurrão, concordantes com os planos de estratificação, distribuindo-se regularmente pelo maciço, sem grande continuidade lateral. Foi denominado Sistema F1;

b) o segundo, denominado Sistema F2, é constituído por falhas normais, discordantes dos planos de estratificação, formadas posteriormente às falhas F1 e que, por isso, truncam estas falhas. Apresentam direções variadas, com mergulhos situados entre 40° e 60°, com grande continuidade lateral;

c) o terceiro, denominado Sistema F3, representa as falhas mais recentes associadas a faixas de rochas muito fraturadas. Possuem direções variadas, embora as mais importantes direcionem-se para nordeste ou noroeste, com mergulhos normalmente subverticais. Apresentam grande continuidade e, frequentemente, caixas de falha com materiais em avançado estado de alteração mineralógica.

Ocorrem ainda algumas falhas que não se enquadram em nenhum dos sistemas descritos. Uma delas afeta diretamente as fundações das estruturas de concreto, em particular da Tomada D'Água e Casa de Força. Trata-se de uma falha de grande porte, apresentando mergulho muito suave (cerca de 5°) no sentido mar-gem esquerda -margem direita, sendo praticamente horizontal no sentido montante-jusante. Pela sua importância, posicionamento e extensão foi denominada de Falha Principal.

Os metassedimentos que constituem as fundações das estruturas de concreto da U.H.E. Tucuruí não devem ser comparados aos basaltos da região centro-sul, por exemplo, principalmente no que se refere à antecipação de eventuais problemas na fase de investigações que precede as principais definições de projeto.

Enquanto que nos basaltos as principais feições como os contatos e juntas-falhas são, em geral, razoavelmente identificados e caracterizados através de sondagens, nos metassedimenen

tos estas não permitiram o conhecimento adequado do maciço, principalmente em relação às suas descontinuidades. Este só foi possível após a abertura de poços e galerias de investigações e do mapeamento detalhado dos pisos e paredes de escavação.

### III.3.3.2 - ESTRUTURAS ANALISADAS - CARACTERÍSTICAS GERAIS

Foram analisadas as seguintes estruturas componentes do arranjo geral da U.H.E. Tucuruí: Tomada D'Água/Casa de Força (blocos 2 e 11), Vertedouro (blocos 6, 12 e 18), Barragem de Gravidade (bloco 2) e Muro de Transição Direito (bloco 2).

Os dados piezométricos, relativos ao período de setembro de 1984 a abril de 1986, incluindo portanto o enchimento do reservatório, foram cedidos pela Engevix S.A., após autorização da Eletronorte S.A.

A Tomada D'Água/Casa de Força encontra-se assente em metassedimento maciço com zonas de falhas apresentando as características abordadas no item III.3.3.1. Na fundação ressalta-se a presença da falha principal interceptando o talude de escavação do bloco dos grupos principais. A existência desta descontinuidade foi fator determinante da profundidade das escavações obrigatórias para implantação da Casa de Força, já que as apreensões quanto à estabilidade do maciço de fundação ao longo da falha levaram à decisão de interceptação da mesma pela estrutura de concreto, constituindo um entrave ao deslizamento da Tomada D'Água.

Decidiu-se ainda pela abertura de um túnel de drenagem acompanhando a falha, interligado à galeria existente na estrutura através de uma cortina de drenagem, com o objetivo de redução efetiva das subpressões.

Os blocos analisados da Tomada D'Água/Casa de Força apresentam ainda cortinas de drenagem executadas a partir das galerias intermediária e de jusante. Foram previstas cortinas de

injeção a montante e jusante, constituídas por três e duas linhas de furos, respectivamente.

As figuras (III.5) e (III.6) apresentam os esquemas indicativos de locação dos piezômetros analisados, respectivamente, para os blocos 2 e 11.

A estrutura do Vertedouro está assente em metassedimentos maciço/rítmico com sistemas de falhas caracterizados conforme o item III.3.3.1. O bloco 18 analisado permite a observação de falhas do Sistema F3 com grande continuidade, interceptando os demais sistemas, com a presença de caixa de falha extensa a jusante da estrutura.

A linha de drenagem de montante está interligada ao túnel de drenagem, sendo que este intercepta, nos blocos 12 e 18, falha do Sistema F2 com grande continuidade. Foi executada ainda uma cortina de drenagem a partir da galeria de jusante da estrutura. A partir da galeria de montante foram previstas 3 linhas de injeções inclinadas para montante, atingindo, em geral, a profundidade de instalação do túnel.

As figuras (III.7), (III.8) e (III.9) apresentam os esquemas de instalação dos piezômetros no contato e no maciço de fundação dos blocos 6, 12 e 18, respectivamente.

O bloco 2 da Barragem de Gravidade está assente em metassedimento rítmico, em região do maciço intensamente fraturada, conforme pode ser observado na figura (III.10). Além de serem detectadas falhas dos Sistemas F1, F2 e F3, estas com mergulhos predominantemente subverticais, são observadas ainda as presenças das falhas principal e sotoposta, sendo a primeira interceptada pelo sistema de drenagem composto pelo túnel interligado à galeria de montante da estrutura. Os furos de injeção, dispostos em três linhas executadas a montante, têm sua zona de influência restrita ao metassedimento rítmico, não atingindo as des-

continuidades subhorizontais profundas. A falha sotoposta não foi interceptada pelos tratamentos de drenagem.

O esquema de instalação dos piezômetros para o bloco 2 da Barragem de Gravidade consta da figura (III.10).

O maciço de fundação do Muro de Transição Direito (bloco 2) apresenta-se intensamente estratificado e fraturado, conforme pode ser observado na figura (III.11). Especial atenção foi dispensada à caixa de falha F3 localizada próxima à extremidade de jusante da estrutura, principalmente em função das preocupações a respeito de possíveis recalques diferenciais. Neste caso foi removido o material de preenchimento até a profundidade de uma vez a largura da falha, escavados os taludes laterais da rocha encaixante com inclinação de 45°, preenchida a cavidade resultante com concreto estrutural e executadas injeções de consolidação nas adjacências da trincheira. Foram executadas linhas de injeção e drenagem a partir da galeria de montante.

No item III.3.3.3 verificar-se-á que a configuração do maciço de fundação do M.T.D., bem como o conjunto de tratamentos adotados, conduziu a resultados piezométricos peculiares na maioria dos pontos de medição.

A figura (III.11) apresenta o esquema de instalação dos piezômetros para a estrutura em questão.

### III.3.3.3 - OBSERVAÇÕES E CONCLUSÕES

Face ao elevado número de registros de pressões disponíveis para a Tomada D'Água/Casa de Força (blocos 2 e 11) e objetivando facilitar a interpretação desses dados, estes foram reunidos em gráficos específicos para essa estrutura, apresentados nas figuras (III.23.a) e (III.23.b), para o contato concreto-rocha, e nas figuras (III.24.a) e (III.24.b) para o maciço de fundação.



As figuras (III.23.a) e (III.23.b) incluem medições efetuadas em piezômetros localizados até cerca de 9,00m sob o plano de contato, em região de metassedimento maciço. Considerou-se estes instrumentos como indicadores de pressões no plano de contato por estarem situados na faixa do maciço possivelmente abalada pelo fogo de escavação.

Os piezômetros localizados a montante da estrutura, próximos ao nível de rocha, indicaram, para ambos os blocos, transferência de pressão do reservatório à fundação da ordem de 90%. O instrumento PTA-3, imediatamente a jusante da linha de drenos, acusa, para o bloco 2, excesso de pressão nulo em relação ao piso da galeria, confirmando a eficiência total do sistema de drenagem composto pela interligação do túnel na fundação com a galeria na estrutura. Para o bloco 11, o piezômetro com a mesma localização indica uma eficiência da drenagem da ordem de 80%, apresentando excesso de pressão de 17% em relação ao piso da galeria de montante.

Os demais piezômetros localizados para ambos os blocos entre as linhas de drenos de montante e intermediária indicam colunas d'água aproximadamente uniformes, inferiores ao desnível entre o nível do reservatório e a cota da boca dos drenos instalados a partir da galeria de montante.

Observa-se próximo ao pé de jusante da estrutura uma transferência de pressão de jusante ao contato significativa para o bloco 2, da ordem de 60%. Para o bloco 11 este percentual é de 16% para o piezômetro PGP-3, localizado a montante da drenagem, não apresentando indícios de sua eficiência face a acusar pressões superiores ao PGP-4, situado na região injetada.

No bloco 11 a instrumentação das falhas principal e sotoposta indicam comportamento compatível, com transferência de pressão do reservatório às feições atingindo valores máximos da ordem de 40%.

A eficiência da drenagem de montante é confirmada em sua totalidade através da observação de excessos de pressão negativos em relação à cota de drenagem de montante. Observa-se ainda uma redução gradual de pressões ao longo dessas feições, traduzindo o seu comportamento como drenos planos naturais, contribuindo para o alívio de subpressões no maciço de fundação. A captação das águas que escoam pela falha principal, a ser projetado no seu ponto de afloramento no talude de montante da Casa de Força, mostrar-se-ia portanto conveniente. Este sistema complementar de drenagem seria particularmente indicado para o bloco 2, na interseção da falha principal com a estrutura da Casa de Força. Nesta feição o piezômetro PGP-1 indica uma sensível elevação de pressão correspondente a 25% da coluna d'água de montante, explicada provavelmente pela proximidade do instrumento à junta de contração ou por efeitos de fronteira, com fluxo preferencial no sentido longitudinal.

Observa-se ainda uma ligeira elevação de pressões a jusante da estrutura, correspondente a percentuais de 10% a 15% da coluna d'água de jusante atuando sobre as descontinuidades.

Os registros de medições efetuadas no plano de contato para o Vertedouro (blocos 6, 12 e 18) estão indicados nas figuras (III.25.a) e (III.25.b), representativas das estruturas com mais de uma galeria na fundação e presença de túnel no maciço rochoso.

Os piezômetros localizados no maciço, a montante da região injetada, em zonas provavelmente abaladas pelo fogo da escavação, indicam transferência de cerca de 80% da pressão do reservatório à fundação.

Para os blocos 6 e 12 não se dispõe de leituras para os instrumentos localizados próximos ao plano de contato estrutura/fundação. Para o bloco 18 há indicação de excesso de

pressão de 12% em relação ao piso da galeria, a jusante da linha de drenagem, correspondendo à eficiência dos tratamentos da ordem de 80%. O PV-10, localizado próximo ao pé de jusante da estrutura, indica pressões da ordem de 60% da coluna d'água atuante sobre o nível de rocha de jusante. O PV-9, instalado no contato imediatamente a jusante da linha de drenagem, indica excesso de pressão de 25% em relação ao piso da galeria de jusante, correspondendo à eficiência da drenagem de jusante de 57%. Os valores de pressão indicados por este instrumento parecem confirmar, portanto, a importância da existência de tratamentos próximos à extremidade de jusante das estruturas.

As figuras (III.26.a) e (III.26.b) apresentam os dados de medições efetuados no maciço de fundação do Vertedouro da U.H.E. Tucuruí.

Os piezômetros instalados na falha principal do bloco 6, não interceptada por tratamentos de injeção e drenagem, indicam pressões da ordem de 50% da carga do reservatório a montante, de 70% da carga de jusante no PZ-10 e perdas de carga em direção ao centro da falha, considerando-se sua extensão sob a estrutura do Vertedouro.

É importante ressaltar que as medições efetuadas nos piezômetros localizados a jusante da estrutura, no maciço de fundação, apresentam oscilações compatíveis com as variações do nível d'água de jusante, confirmando assim a hipótese de transferência de pressão do reservatório à fundação.

Os resultados apresentados para os piezômetros PZ-4, PZ-6 e PZ-10, instalados no maciço de fundação do bloco 12, confirmam as observações acima comentadas para o bloco 6. Configura-se portanto a situação de alimentação da falha por montante e jusante.

Os instrumentos instalados no maciço de metassedimentação

mento rítmico no bloco 12 indicam a eficiência do sistema de drenagem formado pelo túnel interligado à galeria de montante, bem como a transferência de pressão a jusante de 70% a 80% e eficiência da drenagem de 50%.

A Barragem de Gravidade (bloco 2) tem seus resultados de piezometria indicados na figura (III.28).

Os instrumentos localizados no contato, sob o pé de montante da estrutura, indicam transferências da ordem de 40% a 60% da coluna d'água atuante sobre o nível de rocha. Suas medições são decrescentes ao longo do tempo, tendendo à estabilização cerca de 6 meses após o enchimento do reservatório. Este comportamento também é característico dos piezômetros PZ-1 e PZ-2, instalados no maciço, a montante da estrutura, interceptando zonas de falhas. Pode-se discutir, portanto, a respeito do fechamento dessas feições provocadas pela enchimento do reservatório ocasionando o decréscimo de subpressões evidenciado.

Não dispõe-se de dados piezométricos confiáveis relativos aos instrumentos localizados no plano de contato a jusante do sistema de drenagem.

Os piezômetros no maciço, a profundidades superiores a 10,00m a montante da Barragem de Gravidade, indicam pressões representativas de 10% a 20% da coluna d'água do reservatório. Dessa forma confirma-se também neste caso a hipótese de não abertura de "fendas" de tração verticais contínuas, provocando a interligação direta com a pressão hidrostática de montante. Esses registros piezométricos também são decrescentes ao longo do tempo.

Os instrumentos em profundidade, a jusante do sistema de drenagem, indicam sua eficiência total, ratificando a sua recomendação para aliviar as subpressões atuantes em descontinuidades persistentes no maciço de fundação. Observa-se ainda uma u-

niformidade de pressões indicadas pelos piezômetros localizados a jusante da drenagem na falha principal, não sendo evidenciada transferência da pressão de jusante à feição.

O Muro de Transição Direito (bloco 2) apresenta seus registros piezométricos para o plano de contato indicados nas figuras (III.21.a) e (III.21.b), uma vez que a estrutura tem largura da base igual a 95% da altura do bloco e uma galeria de drenagem a montante.

Os dados referentes às medições no maciço encontram-se na figura (III.29).

Os piezômetros localizados a montante da estrutura (PZ-1/PZ-4) indicam transferência da coluna d'água do reservatório da ordem de 70% a 80%. Este comportamento pode ser explicado pela presença da falha do sistema F3 com ligação direta com o reservatório, conforme pode ser observado na figura (III.11).

Praticamente todos os instrumentos, a exceção dos PZ-1, PZ-3 e PZ-7, indicam pressões que oscilam acompanhando as variações do nível d'água de jusante. Observando-se a feição estrutural do maciço rochoso pode-se conceber uma comunicação com o nível d'água de jusante através do sistema intenso de fraturamento e do plano de contato concreto/rocha, uma vez que inexistem sistemas de tratamento por injeções e/ou drenagem a jusante que pudessem dificultar essa transmissão de pressões.

Configurando-se esta hipótese, observa-se que o sistema de fraturamento existente poderia atuar como agente transmissor da pressão de jusante à profundidade, sendo responsável pelos resultados evidenciados pelos piezômetros PZ-5 e PZ-6.

Os registros no contato a jusante da drenagem indicam sua eficiência da ordem de 90%, com acréscimo de pressões em direção à extremidade de jusante.

Observa-se na situação em análise a compatibilidade

do critério de CRUZ e BARBOSA (15) para estabelecimento de subpressões no contato, dentro de margem de segurança perfeitamente aceitável para fins de projeto.

O modelo hidrogeotécnico para o maciço de fundação do Muro de Transição Direito (bloco 2) leva à conclusão de que os tratamentos de drenagem e injeções projetados têm eficiência relativa. A previsão de drenagem subhorizontal longitudinal no contato poderia contribuir para a redução do percentual de transferência da pressão de jusante a esse plano e à profundidade.

Procedeu-se à uma análise comparativa entre os diagramas de subpressão obtidos a partir dos critérios utilizados correntemente em projetos e o diagrama resultante das medições piezométricas no contato concreto/rocha e nas falhas principal e sotoposta para o bloco 11 da estrutura da Tomada D'Água/Casa de Força. Os resultados referentes aos valores de eficiência para as drenagens de montante e jusante e à relação entre os esforços de subpressão obtidos pelos diferentes diagramas constam da tabela (III.2). A figura(III.36) apresenta os diagramas analisados.

Para o contato foi aplicado o critério de CRUZ e BARBOSA desconsiderando o efeito introduzido pela interligação do túnel na fundação com a galeria de montante através da linha de drenos e, posteriormente, introduzindo a eficiência total da drenagem correspondente a essa situação. Em ambos os casos não foi considerado qualquer alívio de pressões introduzido pela linha de drenos intermediária. Verifica-se que, em comparação com o diagrama observado que acusou eficiência da drenagem de cerca de 80%, os valores de pressão resultantes da aplicação do critério de CRUZ e BARBOSA (15) considerando o túnel são compatíveis em termos do esforço total de subpressão calculados por ambos os diagramas.

Esta compatibilidade também é verificada para as pressões resultantes da aplicação do critério de ANDRADE (2) desconsiderando o túnel, porém permitindo avaliar o efeito introdu-

zido pela galeria intermediária. É interessante observar que, se desprezarmos a existência do túnel, este critério resulta em diagramas bem próximos aos observados em termos de eficiência das drenagens e valores globais dos esforços de subpressão.

Para o maciço de fundação foram analisados os diagramas obtidos para as falhas principal e sotoposta. Para a falha sotoposta, pela observação do diagrama medido, conclui-se pela existência de alimentação da descontinuidade por montante e jusante, com perda de carga em direção ao centro da feição. Face à incerteza quanto à existência de drenagem a partir do túnel interceptando a falha, não foi apresentada a comparação das subpressões medidas com aquelas obtidas por CRUZ e BARBOSA (15). Pode-se no entanto inferir o conservadorismo deste critério aplicado à descontinuidade, principalmente no tocante à transferência de pressão do reservatório à profundidade da falha, a montante e jusante.

Para a falha principal o diagrama observado permite verificar a eficiência total da drenagem e a recarga da feição por montante e jusante, sendo que, nesta última situação, a alimentação parece ser feita através da transmissão de pressões no contato concreto/rocha. A introdução de dispositivos de captação das águas no encontro da falha com a estrutura conduziria, certamente, a um alívio de pressões na falha principal.

### III.3.4 - U.H.E. ITAIPU

#### III.3.4.1 - GEOLOGIA/GEOTECNIA

A Usina Hidrelétrica de Itaipu, com potência instalada de 12.600.000Kw, localiza-se no Rio Paraná, na fronteira Brasil-Paraguai.

Na área do projeto o Rio Paraná desenvolve-se em um "canyon" de 125m de profundidade e 500m de largura. Ombreiras a dentro a topografia torna-se suave, com pequenas ondulações.

O maciço rochoso é constituído por uma sucessão de cinco derrames basálticos, com mergulho de 2° NE e espessura individual variável de 20 a 65m. Estes derrames foram designados, da profundidade para a superfície, de A a E.

Seus zoneamentos em basalto denso e vesicular são típicos, bem como as intercalações, em geral constituídas por brechas de composição mista, magmática e sedimentar.

A cada derrame está associada uma descontinuidade com mergulho paralelo às camadas, implicando em sérias dificuldades no tocante à estabilidade e projeto de escavação.

A seguir são apresentadas as principais características destas juntas-falhas:

DESC.	COTA DE OCORRÊNCIA	ABERTURA MÁXIMA/cm	PREENCHIMENTO	C (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ø (°)
E	158	2-5	ARGILA VERDE	0	25-30
D	125	1-20	ARGILA PLÁSTICA AMARELA	0	25
C	103	1-2	-	0	30
B	55-60	1-2	ARGILA E CALC. QUARTZO	0	30
A	6-12	5	ARGILA E SILTE	0	25-30

É interessante observar que os parâmetros de resistência indicados para as descontinuidades são característicos dos solos argilosos de preenchimento. Ainda assim essas juntas/falhas preenchidas foram classificadas como francamente permeáveis.

Dos contatos, merecem destaque aqueles entre os derrames A/B e C/D.

As principais feições geológicas do maciço foram instrumentadas visando checar as hipóteses de projeto no que diz respeito ao desenvolvimento de subpressões e deformabilidade.



### III.3.4.2 - ESTRUTURA ANALISADA - CARACTERÍSTICAS GERAIS

Foram analisados os registros piezométricos disponíveis na Engevix S.A. correspondentes aos piezômetros instalados no contato concreto/rocha e no maciço de fundação do Vertedouro e na fundação da Barragem Lateral Direita, para o período de 01/07/85 a 30/09/85.

Durante os dois primeiros meses do período em análise o nível d'água de montante manteve-se praticamente estabilizado em torno da el.219,60m. Em setembro/85 o nível do lago sofreu um rebaixamento, atingindo a el.217,32m em 17/09/85 e, a seguir, recuperou-se, chegando até a el.218,30m no fim do período em estudo.

Alguns dos piezômetros instalados no contato apresentaram oscilações compatíveis com as variações do nível d'água, interrompendo tendências de incremento de pressões, já evidenciadas em anos anteriores, possivelmente creditadas ao efeito sazonal.

A estrutura do Vertedouro apresenta-se dividida em quinze blocos, com altura da ordem de 40m, bem como a extensão da base. A partir da galeria de drenagem de montante foram executadas três linhas de injeções inclinadas para montante e uma linha de drenagem vertical. Os tratamentos de fundação profundos interceptam as feições geológicas de interesse no tocante à estabilidade dos blocos, representadas pelas brechas D e C em torno das elevações 170,00m e 150,00m, respectivamente, e pela junta-falha D, caracterizada em linhas gerais no item III.3.4.1.

Observando-se o conjunto dos piezômetros instalados nos blocos A-1 a A-15 do Vertedouro verifica-se que:

- a) os instrumentos foram instalados em todos os blocos seguindo localizações padronizadas, procurando registrar as subpressões no plano de contato, nas brechas D e C e na junta D a montante

da estrutura, entre a cortina de injeções e a linha de drenagem e a jusante desta;

- b) os piezômetros no contato e nas feições geológicas da fundação evidenciaram, em geral, medições compatíveis para todos os blocos.

Dessa forma foi selecionado o bloco A-7 como representativo da estrutura para fins de análise do conjunto de registros piezométricos. Aqueles instrumentos que tenham apresentado indicações de pressões aparentemente não consoantes com o comportamento global da estrutura são analisados individualmente no item III.3.4.3.

A figura (III.12) apresenta a localização esquemática dos piezômetros para o bloco A7 do Vertedouro.

A Barragem Lateral Direita apresenta-se como uma estrutura de concreto-gravidade aliviada com contrafortes. Face a essas características geométricas é esperada uma influência significativa dos fenômenos de variação sazonal da temperatura nos registros piezométricos no contato concreto/rocha. Esta influência, traduzida por maiores oscilações nas pressões medidas, foi identificada para o período de observações em análise, comparativamente a períodos anteriores.

Decidiu-se, com base nestas observações, não considerar estes registros para o contato nas análises desenvolvidas no presente trabalho, sob o risco dessa inclusão vir a mascarar os resultados e conclusões globais obtidas.

Com relação aos piezômetros instalados nas feições geológicas da fundação, não observou-se a interferência dos fenômenos de caráter sazonal, e, portanto, suas medições foram interpretadas, constituindo um acervo importante no tocante ao desenvolvimento de subpressões em descontinuidades.

A Barragem Lateral Direita apresenta 58 blocos com

alturas variando de 40 a 65m e largura da base igual à altura dos blocos. Foram projetadas linhas de injeções interceptando as feições geológicas de interesse, bem como linhas de drenagem a montante. Nos blocos 51 a 58 esta drenagem está interligada a um túnel no maciço de fundação interceptando a junta D. Seções transversais destes blocos indicam ainda um desconfinamento do maciço rochoso a jusante pelas escavações da Casa de Força.

Com base na análise de gráficos da variação longitudinal das medições foram selecionados os blocos D7, D8, D20, D38, D52, D54 e D57 como representativos do conjunto de seções instrumentadas da B.L.D.

A figura (III.13) apresenta o esquema típico de locação dos piezômetros para os blocos da B.L.D.

#### III.3.4.3 - OBSERVAÇÕES E CONCLUSÕES

As figuras (III.21.a) e (III.21.b) apresentam os pontos correspondentes às medições efetuadas no Vertedouro, bloco A-7, para o plano de contato.

A montante da estrutura verificou-se transferência total da coluna d'água do reservatório ao contato. Os instrumentos localizados imediatamente a jusante da linha de drenagem indicaram eficiência da ordem de 95%, com excesso de subpressão em relação ao piso da galeria em torno de 5%. Apenas o PSA-23 no bloco A-9 apresentou pressão igual a 11,00m, correspondendo a um excesso de carga da ordem de 20%, portanto ainda inferior ao valor considerado pelo critério de CRUZ e BARBOSA (15).

Ao longo do contato, a jusante da linha de drenagem, verifica-se uma estabilização de pressões, com excesso de pressão nulo em relação ao piso da galeria.

A figura (III.30) apresenta os pontos correspondentes às medições efetuadas na brecha D e na junta D do Vertedouro.

Verifica-se a montante uma transferência da pressão do reservatório à fundação da ordem de 20% a 30%, para profundidades de 70% a 90% da pressão total, não indicando, portanto, comunicação direta das feições analisadas com o reservatório através de "fendas" de tração contínuas. Ao longo dessas feições observa-se eficiência dos tratamentos projetados, com excessos de subpressão nulos em relação à cota da boca dos drenos e indicações de perdas de carga ao longo das feições, ainda que reduzidas.

Dessa forma esses horizontes mais permeáveis parecem realmente funcionar como mecanismos naturais de relaxação das subpressões no interior do maciço.

Para o Vertedouro foram realizadas análises comparativas a partir dos diagramas obtidos pelos critérios de CRUZ e BARBOSA (15) e ANDRADE (2) e o diagrama de subpressão medido para o plano de contato e para a brecha D. Os valores resultantes desse estudo são apresentados na tabela (III.2).

Comparando os resultados obtidos para a eficiência da drenagem no contato, verifica-se que a aplicação do critério de ANDRADE (2) conduz a um valor um pouco inferior aquele observado. Em termos de esforço global de subpressão atuante sobre a estrutura, no entanto, verifica-se a compatibilidade do valor calculado com aquele obtido através das medições. O critério de CRUZ e BARBOSA (15) revela-se mais uma vez conservador para o contato estrutura/fundação.

Para a brecha D são observadas diferenças sensíveis entre os valores obtidos através da aplicação dos critérios e aqueles registrados na feição geológica. Pode-se concluir que a maior incompatibilidade entre os diagramas, principalmente considerando o critério de ANDRADE (2) e as subpressões observadas reside no percentual de transferência de pressão à fundação.

É importante ressaltar que, para aplicação do critério de ANDRADE ( 2 ) à descontinuidade, faz-se necessária a hipótese de que a camada permeável da fundação seja composta exclusivamente pela feição analisada, sendo considerada a porção do maciço sobrejacente com as mesmas características de impermeabilidade relativa da estrutura de concreto.

A Barragem Lateral Direita tem seus resultados de medição de pressões na fundação indicados nas figuras (III.30) e (III.31). Face ao número elevado de registros optou-se pela plotagem dos mesmos em dois conjuntos de gráficos. A figura (III.30) é relativa às subpressões observadas nos blocos 1 a 50, enquanto que a figura (III.31) refere-se aos blocos 51 a 58, que indicam a presença do túnel no maciço de fundação conectado à drenagem de montante e escavação a jusante da estrutura.

A figura (III.30) permite a observação de algumas características comuns relativas ao comportamento das feições analisadas, a saber:

- a) transferência da pressão do reservatório aos horizontes de fundação, a profundidades variando de 40% a 120% da coluna d'água total de montante, segundo percentuais iguais ou inferiores a 50%, com concentração dos valores em torno de 20 a 40%.
- b) eficiência dos tratamentos de injeção e drenagem, com excessos de pressão em relação à cota da boca dos drenos nulos ou negativos.
- c) uniformidade de pressões a jusante da linha de drenagem, com indicação, na maioria das feições analisadas, de perda de carga no sentido montante/jusante, acusando um comportamento compatível com as descontinuidades analisadas nos itens precedentes.

Apenas para o bloco D7, na junta D, foi verificado um acréscimo de pressões a jusante da linha de drenos, caracterizando uma provável alimentação da junta/falha por jusante.

As conclusões e observações relativas à figura (III.31) são coerentes com aquelas supracitadas, verificando-se para valores de HD/Hm semelhantes, a ocorrência de pressões inferiores para as seções apresentando túnel de drenagem interceptando a junta D.

### III.3.5 - U.H.E. ÁGUA VERMELHA

#### III.3.5.1 - GEOLOGIA/GEOTECNIA

O aproveitamento hidrelétrico de Água Vermelha, com potência instalada de 1380 MW, foi construída no Rio Grande, no local conhecido como Cachoeira dos Índios, aproximadamente a 80Km a montante da confluência com o Rio Parnaíba. A concessão da usina pertence à Companhia Energética de São Paulo - CESP.

A parte central da obra, constituída pelas estruturas de concreto, tem 400m de comprimento, 90m de altura, compreendendo a Tomada D'Água, Casa de Força, Vertedouro, Muro Central e dois muros de transição.

A usina está localizada na Bacia Sedimentar do Paraná, sobre um pacote de derrames basálticos da formação Serra Geral, sub-horizontais. Foram investigados seis derrames, denominados localmente por J, L, M, N, O e P, de baixo para cima, apresentando uma seqüência litológica convencional para esse tipo de formação, incluindo brecha basáltica, basalto vesículo-amigdaloidal e basalto denso.

As estruturas de concreto estão apoiadas no derrame L, que ocorre aproximadamente entre as elevações 305 e 340m, aflorando no leito do rio. É constituído de basalto compacto são, apresentando adequadas rigidez e resistência, além de reduzida permeabilidade.

O derrame J subjacente é constituído superiormente por basalto vesículo-amigdaloidal e lava aglomerática e inferior

mente por basalto compacto, até a profundidade prospectada (el.280m).

Nas fundações das estruturas de concreto, próximo à el.305m, ao longo do contato entre os derrames J e L, ocorre a descontinuidade sub-horizontal com aspectos geomecânicos mais desfavoráveis. Para identificação em projeto essa junta foi denominada de "Junta 305". Esta feição influenciou decisivamente no projeto face, principalmente, à sua baixa resistência, condicionando o dimensionamento da Tomada D'Água e do Vertedouro. Sondagens rotativas evidenciaram uma extensão apreciável dessa junta/falha, tanto a montante como a jusante da barragem.

A "junta 305" apresenta-se preenchida com material predominantemente silto-argiloso, com espessura muito variável, desde milimétrica até atingir cerca de 5 a 10cm na fundação da Tomada D'Água. No maciço do Vertedouro transforma-se de fenda única em um extenso pacote fraturado, alcançando espessuras superiores a 1m.

Os ensaios de perda d'água realizados ao longo da descontinuidade revelaram perdas específicas geralmente superiores a 10L/min/m/atm, com vários casos de perda d'água total, ou seja, vazões superiores a 150L/min.

Na região do Muro Central, Vertedouro e Muro Esquerdo, a seqüência normal de derrames é interrompida por uma formação aproximadamente circular em planta, e por essa razão denominada de "Estrutura Geológica Circular". Esta feição apresenta grande complexidade litológica e estrutural, tanto na direção horizontal como na vertical, sendo constituída por intercalações irregulares de basalto vesículo-amigdaloidal, brecha basáltica calcárea, lava aglomerática e basalto compacto, medianamente a extremamente fraturados e pouco a extremamente alterados.

Esta ocorrência determinou mudanças no arranjo geral da obra devido às suas heterogeneidades, complexidades e características geomecânicas.

### III.3.5.2 - ESTRUTURAS ANALISADAS - CARACTERÍSTICAS GERAIS

Foram analisadas para a U.H.E. Água Vermelha as medições piezométricas registradas após o enchimento do reservatório no plano de contato concreto/rocha e no maciço de fundação das seguintes estruturas: Tomada D'Água/Casa de Força (bloco 2), Muro Central (bloco 2) e Vertedouro (blocos VS-1 e VS-8). Os dados de pressão foram obtidos a partir dos estudos de SILVEIRA, MIYA e CARDIA (35), tendo sido alvo de diversos trabalhos já realizados sobre a análise do comportamento hidrogeotécnico do maciço de fundação.

A Tomada D'Água/Casa de Força está assente em basalto denso, sendo que a escavação para fundação da estrutura interceptou a "junta 305", conforme pode ser observado na figura (III.14).

O Vertedouro, com altura da ordem de 63m, está localizado integralmente sobre a "Estrutura Geológica Circular". A montante foi detectado um afloramento desta feição caracterizado por elevada permeabilidade, constituindo portanto, uma comunicação direta da estrutura circular com o reservatório. Uma representação esquemática do maciço de fundação dos blocos VS-1 e VS-8, além da localização dos piezômetros analisados, é apresentada na figura (III.15).

O Muro Central, assim como o Muro Esquerdo, foram apoiados no maciço de transição entre a estrutura circular e o maciço adjacente, apresentando complexa sequência litológica e estrutural, conforme pode ser observado na figura (III.16).



Durante a fase de prospecção do maciço basáltico de fundação foi escavado um túnel com cerca de 600m de extensão, desenvolvendo-se ao longo da "Junta 305", sob a extremidade de montante da barragem. Este túnel foi projetado ainda para possibilitar uma drenagem da fundação, conectando-se, através de um túnel transversal, a um poço de bombeamento localizado a jusante do bloco MC-2 do Muro Central.

O sistema de drenagem das estruturas é constituído por uma cortina periférica de furos verticais com 0,076m de diâmetro, espaçados 3m entre si. Os blocos da Tomada D'Água dispõem ainda de um intenso sistema de drenagem em leque ao longo da galeria transversal da el.305,80m, atingindo a el.295,00m. Este mesmo processo foi adotado nos blocos VS-6, VS-7 e VS-8 do Vertedouro, dotados de galerias transversais especialmente com esse objetivo.

A cortina de drenagem de montante está conectada ao túnel na fundação, com os drenos ligeiramente inclinados para montante, aprofundando-se a partir do túnel, até atingir a el.295,00m.

A cortina de injeção da Usina Água Vermelha foi executada a partir das galerias de montante, laterais e de jusante, circunscrevendo a área central das estruturas. Tal procedimento foi adotado em função da elevada permeabilidade da junta geológica sub-horizontal na el.305,00m e à possibilidade de sua comunicação com o reservatório através do afloramento da "estrutura geológica circular" a montante do Vertedouro.

Foram executadas, em termos gerais, três linhas de furos de injeção inclinados em relação a vertical de 30°, 35° e 40°, direcionados para a parte externa das estruturas, atingindo a el.290,00m.

A injeção executada a partir da galeria de montante da Tomada D'Água é constituída por uma única linha de furos inclinados de

30º para montante, atingindo a el.299,00m. Nesse trecho foram executados ainda, a partir do túnel, furos espaçados de 2 em 2 metros, interceptando a "junta 305" a uma distância de 3,5 a 4,0 metros da parede do túnel. Essa injeção mostrou-se de excepcional eficiência, provocando, praticamente, o desaparecimento das infiltrações através da junta para o interior do túnel ao longo da região tratada.

Os piezômetros utilizados nas fundações das estruturas de concreto foram do tipo "Stand Pipe".

### III.3.5.3 - OBSERVAÇÕES E CONCLUSÕES

Os registros de pressões medidos no contato concreto/rocha e no maciço de fundação da Tomada D'Água/Casa de Força (bloco 2) foram reunidos em gráficos específicos para essa estrutura, apresentados, respectivamente, nas figuras (III.23.a) (III.23.b) e (III.24.c) (III.24.d).

Os dados relativos às pressões no contato observadas no Vertedouro (blocos VS-1/VS-8) e no Muro Central (bloco MC-2) foram inseridos nos gráficos relativos às estruturas de concreto com mais de uma galeria de drenagem e presença de túnel no maciço de fundação, apresentados na figura (III.25).

As medições efetuadas no maciço de fundação do Vertedouro e Muro Central constituem gráficos específicos, apresentados, respectivamente, nas figuras (III.26.c) (III.26.d) e (III.27.a) (III.27.b). Dessa forma acredita-se ser facilitada a observação e análise do conjunto de valores obtidos para essas estruturas.

Algumas observações relevantes resultantes da análise das subpressões observadas são apresentadas a seguir.

A observação dos piezômetros localizados no contato, a montante das estruturas, indica transferência da coluna

d'água do reservatório à fundação da ordem de 90% a 100% para o bloco VS-8 do Vertedouro e para o bloco 2 da Tomada D'Água/Casa de Força. Para os blocos VS-1 do Vertedouro e MC-2 do Muro Central os percentuais de transferência de pressão são reduzidos, inferiores a 10%, provavelmente originários da elevada eficiência das injeções executadas a partir da galeria de montante dessas estruturas.

A disparidade entre essas informações ratifica a conclusão de que, para fins de estabelecimento de pressões atuantes a montante das estruturas no plano de contato, visando a verificação de estabilidade das mesmas, a eficiência das injeções não deve ser considerada por mostrar-se aleatória nos casos até aqui analisados.

Os piezômetros instalados no contato, entre as cortinas de drenagem de montante e jusante indicaram variações de subpressão praticamente nulas, devido à excelente eficiência do sistema de drenagem. Para os blocos VS-8 do Vertedouro e 2 da Tomada D'Água esta eficiência é de praticamente 100%.

Com relação aos gráficos correspondentes às medições efetuadas no maciço de fundação procurou-se agrupar sob a mesma legenda os dados referentes a instrumentos instalados em feições geológicas contínuas ou em horizontes do maciço bem delimitados.

Os piezômetros instalados na "junta 305", a montante das cortinas de injeção e drenagem, revelaram dois comportamentos distintos. Para a Tomada D'Água os instrumentos indicaram transferência de pressão reduzida ao maciço de fundação. Para o Vertedouro foram registradas subpressões da ordem de 80% da coluna d'água atuante até o nível da descontinuidade. Tal fato anômalo pode ser atribuído à localização desta estrutura sobre a feição circular, alimentada diretamente pelo reservatório a montan-

te.

Os instrumentos instalados na junta, entre as cortinas de drenagem de montante e jusante, indicaram pequenas variações de subpressão, com perda de carga ao longo da feição no sentido montante/jusante. A partir do gráfico na figura (III.26.c) pode-se concluir, portanto, pela eficiência do sistema de drenagem composto pelo túnel interligado à galeria de montante, além da comprovação do funcionamento da "junta 305", face à sua grande extensão e permeabilidade, como um real dreno plano natural.

Os piezômetros instalados no basalto compacto indicaram transferências de pressão do reservatório reduzidas e perda de carga ao longo dos horizontes de instalação das células de medição, com acréscimos pouco sensíveis de pressão próximo ao pé de jusante das estruturas. Todos os instrumentos revelaram excessos de pressão negativos em relação ao piso da galeria de montante, denotando colunas d'água em seu interior inferiores ao desnível entre sua cota de instalação e a elevação da boca dos drenos na galeria.

Essas observações conduzem à conclusão de não abertura de "fendas" de tração contínuas e profundas no pé de montante das estruturas, à baixa permeabilidade da camada de basalto compacto e à recomendação de execução de injeções profundas a jusante, evitando ou reduzindo a alimentação das feições geológicas por essa extremidade.

Os instrumentos instalados em outros horizontes de fundação confirmam as observações apresentadas anteriormente, evidenciando, principalmente, uma uniformidade de pressões ao longo da extensão da camada instrumentada.

Procedeu-se à uma análise comparativa dos diagramas observados e obtidos através de critérios de projeto para o bloco VS-8 do Vertedouro, considerando-se as subpressões atuantes no contato concreto/rocha e na "junta 305". Os resultados de

eficiência e relação de esforços totais de subpressão são apresentados na tabela (III.2).

Foram consideradas duas hipóteses para efeito de cálculo dos diagramas, a saber:

- a) determinação das subpressões no contato considerando os drenos de montante e jusante operantes, desprezando a existência de túnel na fundação interligado à galeria. Esta situação hipotética visa, basicamente, comparar os diagramas determinados pelos critérios de CRUZ e BARBOSA (15) e de ANDRADE (2), segundo essas condições de contorno, com o diagrama obtido pelo critério do "U.S. Bureau of Reclamation" (37), utilizado para fins de projeto da estrutura.
- b) determinação das subpressões no contato considerando a situação real, representada pela existência do túnel na fundação, visando a comparação do diagrama obtido segundo CRUZ e BARBOSA (15) com aquele medido.

A figura (III.38) apresenta os diagramas correspondentes à primeira situação descrita. Observando os valores da relação entre os esforços globais de subpressão determinados pelos diferentes critérios e aquele correspondente à situação de inoperância de drenos, verifica-se que a influência no alívio de pressões causada pela interligação do túnel à galeria não pode ser desprezada. Os valores obtidos pela aplicação dos diferentes critérios revelam-se extremamente conservadores em vista do esforço correspondente às pressões medidas.

A figura (III.39) apresenta os diagramas correspondentes à situação real para o contato concreto/rocha. Verifica-se que a aplicação do critério de CRUZ e BARBOSA(15), supondo eficiência total da drenagem a montante, corresponde aos valores observados. A possível ineficiência das injeções a jusante poderia alterar a situação observada de pressões nulas a jusante da galeria de montante, conduzindo à adequabilidade total dos diagra-

mas calculado e medido para a estrutura em análise.

Para a "junta 305", face ao posicionamento do túnel sob o pé de montante da estrutura e à presença do piezômetro PZ-154 I cerca de 27m a montante, optou-se, para fins comparativos, por considerar os esforços de subpressão atuantes na feição ao longo da extensão compreendida entre a posição do instrumento e o pé de jusante da estrutura.

A figura (III.39) indica os diagramas determinados para a junta pela aplicação do critério de CRUZ e BARBOSA (15) e pela plotagem dos valores medidos. Se considerarmos apenas os trechos dos diagramas a montante do túnel de drenagem verifica-se a coerência dos valores calculados e observados. É importante ressaltar que, para a situação em análise, essa adequabilidade só é verificada pela constatação de alimentação da junta por montante. Dessa forma esse resultado não deve ser generalizado para fins de determinação de diagramas de subpressões em discontinuidades, face às condições já analisadas anteriormente de abertura de "fendas" de tração profundas.

A comparação dos diagramas a jusante da drenagem de montante é dificultada pela inexistência de medições neste trecho da junta, que possam ratificar a consideração de eficiência dos tratamentos a jusante.

### III.3.6 - U.H.E. PALMAR

#### III.3.6.1 - Estrutura Analisada - Características Gerais

A Usina Hidrelétrica de Palmar, situada no rio Negro, no Uruguai , tem potência instalada de 300 Mw.

O maciço de fundação das estruturas apresenta as características litológicas e hidrogeotécnicas típicas dos maciços basálticos, com derrames subhorizontais de basaltos densos e amigdalóides, detectando-se brechas interpostas e descontinuidades subhorizontais de elevada extensão lateral. Estas atuam como aquíferos confinados e independentes, caminhos preferenciais de percolação de água, separados por estratos praticamente impermeáveis, em termos de permeabilidade relativa.

Foram analisados os dados piezométricos relativos à estrutura da Tomada D'Água/Casa de Força (bloco II) , apresentados e comentados anteriormente por ANDRADE (5), à luz de sua comparação com os resultados obtidos pelo Método dos Pontos Nodais para o modelo hidrogeotécnico da estrutura.

A Tomada D'Água/Casa de Força intercepta uma descontinuidade subhorizontal, desenvolvendo-se em torno da el.-20,00m. No encontro desta feição com o talude de escavação para implantação do bloco dos grupos principais, foi projetado um sistema de drenagem superficial condutor das águas de percolação para um poço de drenagem.

Foram previstas ainda linhas de drenos a partir das galerias de montante e jusante até interceptar, respectivamente, a descontinuidade e a brecha basáltica. Foram executadas linhas de injeções a montante e a jusante da estrutura, atingindo as mesmas profundidades acima mencionadas para as cortinas de drenagem.

A figura (III.17) apresenta um perfil esquemático do maciço de fundação da estrutura, bem como a localização dos piezômetros.

### III.3.6.2 - Observações e Conclusões

Os resultados dos registros piezométricos disponíveis para o mês de janeiro de 1983 têm particular interesse na análise do comportamento da descontinuidade e dos efeitos introduzidos pelo dreno instalado no seu intercepto com a estrutura.

Verifica-se a montante da estrutura uma ligação direta da descontinuidade com o reservatório evidenciada pela pressão indicada pelo PZ-TA-1, igual a 60% da pressão de montante até o nível da descontinuidade. O PZ-TA-4, localizado nas proximidades da linha de drenos, indica redução de cerca de 55% da pressão, com excesso de carga nulo em relação ao piso da galeria. O PZ-TA-6 confirma a perda de carga ao longo da feição, com pressão correspondente à uma redução de 80% em relação ao registro de montante.

Configura-se, portanto, a existência de fluxo no interior da descontinuidade, que constitui um verdadeiro "dreno plano contínuo", observando-se um significativo rebaixamento da linha piezométrica ao longo da junta-falha, conforme indicado na figura (III.20.a). Este efeito foi introduzido pela implantação do sistema de captação das águas junto ao talude de montante da casa de máquinas.

Os piezômetros localizados próximos à extremidade de jusante da estrutura indicam transferências da carga de jusante de cerca de 15% a 25%, respectivamente a montante e jusante das linhas de drenagem e injeções.

### III.3.7 - OUTRAS USINAS

Este item reúne os principais comentários e conclusões feitos pelo Eng<sup>o</sup> Paulo Teixeira da Cruz e por outros autores a respeito dos dados piezométricos referentes às barragens de Ilha Solteira, Jurumirim, Jupiaá, Capivara, Ibitinga, Promissão e Barra Bonita, de propriedade da CESP. Com base nestes resultados de pie



zometria foram desenvolvidos os critérios para estabelecimento de diagramas de subpressão apresentados por CRUZ e BARBOSA (15) e por CRUZ e SILVA (16), bem como diferentes análises referentes à subpressões encontradas na bibliografia sobre o assunto.

É importante ressaltar que CRUZ e BARBOSA (15) apresentam em seu trabalho dados piezométricos obtidos em barragens do U.S.B.R. e medições analisadas por Serafim e Del Campo, que enquadram-se no critério por eles estabelecido no tocante à linearidade da envoltória de subpressões no contato concreto/rocha e eficiência da drenagem.

Todas as barragens brasileiras analisadas estão assentes em maciços basálticos com características litológicas e hidrogeotécnicas comuns, de forma geral, a este tipo de fundação, já comentadas em itens precedentes des capítulo.

As figuras (III.18), (III.19) e (III.20) reúnem os gráficos apresentados por CRUZ e BARBOSA (15) e por CRUZ e SILVA (16) referentes a estes dados de medição no plano de contato concreto/rocha e em descontinuidades da fundação.

A seguir são apresentadas as principais observações e conclusões tecidas por CRUZ a respeito destes registros, e por nós analisadas na consecução do presente trabalho:

a- Subpressões no contato concreto/rocha:

a.1 - Os valores de  $D_m$ , definida como a relação entre a pressão indicada pelo instrumento localizado próximo ao pé de montante da estrutura e a coluna d'água do reservatório considerada em relação ao plano de contato, variam amplamente, mas em vários casos aproximam-se da unidade, mesmo em projetos nos quais a leitura piezométrica foi feita em cota bastante inferior a do nível da rocha de montante. Para 21 medições analisadas, o valor médio de  $D_m$  encontra-se em torno de 0,70, com cerca de 25% dos valores inferiores a 0,50 e

60% superiores a 0,70. Pode-se concluir, portanto, que as perdas de carga que ocorrem entre o topo de rocha e um ponto situado a montante das injeções podem ser pequenas, quer devido a um fraturamento superficial da rocha devido às escavações, quer face à uma colagem mais ineficiente no contato praticamente vertical rocha/concreto ou ainda devido à própria eficiência da injeção, reduzindo na zona injetada a permeabilidade do maciço rochoso, com concentração da maior parcela de perda de carga na sua "área de influência". Os valores obtidos inferiores a 0,50 resultariam de melhores contatos concreto/rocha no encaixe subvertical, maior eficiência das injeções de colagem, maiores cuidados na escavação do maciço, ou ainda da eventualidade da subpressão registrada já estar influenciada pela injeção e/ou drenagem.

- a.2 - Os valores de  $D_j$ , definido de forma semelhante a  $D_m$ , tomando como referência o nível d'água de jusante, foram registrados em menor número de casos. Alcançam valores próximos à unidade, indicando um controle das subpressões de jusante pelo nível d'água presente nessa extremidade da estrutura. Para 19 registros obteve-se um valor médio da ordem de 0,80, com cerca de 75% dos valores superiores à média e 16% inferiores a 0,30.
- a.3 - Os valores bastante elevados de eficiência obtidos a partir do excesso de pressão indicado em relação ao piso da galeria de montante, vêm indicar que os tratamentos de fundação mostram-se eficazes. O valor médio da eficiência dos tratamentos de montante, calculado considerando-se 21 medições, é de 85%, sendo 67% dos valores superiores à eficiência de 80% e a totalidade dos registros igual ou superior a 67%, valor estabelecido pelo critério de CRUZ e BARBOSA (15).
- a.4 - Foram registrados apenas 5 valores relativos à eficiência dos tratamentos de jusante, calculada a partir do excesso de

pressão medido em relação ao piso da galeria de jusante. Nos casos analisados, com valor médio em torno de 90%, os tratamentos mostram-se, portanto, eficientes.

a.5 - A relação entre os esforços totais de subpressão calculados para os diagramas medidos e aqueles correspondentes à inoperância dos drenos e injeções, indicou, para 15 situações analisadas, um valor médio da ordem de 0,33, com 67% dos valores inferiores à média e 13% superiores a 0,50.

b- Subpressões em descontinuidades:

Foram analisadas as subpressões registradas em "descontinuidades" presentes nos maciços de fundação de estruturas de concreto de 3 obras, a saber: Promissão (Muro de Ligação, Vertedouro de Fundo e Casa de Força), Capivara (Vertedouro) e Ibitinga (Barragem de Gravidade, Área de Montagem e Vertedouro).

b.1 - Os valores de  $D_m$ , semelhante ao parâmetro  $H_p / (H_m + H_D)$  utilizado em nossas análises anteriores para feições na fundação, são sempre inferiores a 1,00 e, em média, iguais a 0,50. A única exceção é o Vertedouro de Capivara, no qual  $D_m$  é igual a 0,68, indicando que nesse caso a alimentação do contato pode estar sendo feita por montante, através do contato aflorante, sem nenhum tratamento, no reservatório. A hipótese de abertura de "fenda" de tração junto ao pé de montante das estruturas, dando livre acesso da água à descontinuidade e, portanto, resultando num valor unitário de  $D_m$ , parece merecer uma revisão ao menos no tocante às fundações basálticas.

b.2 - Os valores de subpressão a jusante são quase inexistentes, por falta de instrumentação estrategicamente colocada para esse fim. Foi suposto que, desde que haja drenagem a jusante, mesmo sem recursos de bombeamento, as subpressões a jusante são controladas pelo nível d'água próximo à essa ex -

tremidade. Valores unitários de  $D_j$  representariam algo real, sendo adotados nos cálculos dos esforços totais de subpressão.

- b.3 - Os valores de eficiência dos tratamentos de montante, calculados em função do excesso de pressão em relação ao piso da galeria, indicaram variações de 80% a 100%.
- b.4 - A figura (III.20) permite a observação de uma uniformidade de pressões atuantes nas descontinuidades do maciço de fundação da Tomada D'Água/Casa de Força da U.H.E. Promissão, para o trecho a jusante da drenagem, caracterizando perdas de carga ao longo das feições.
- b.5 - A análise do conjunto de valores obtidos para as relações de esforços totais obtidos a partir dos diagramas medidos e dos diagramas supondo inexistência de tratamentos indicou, para 9 registros, valores médios da ordem de 0,44, sendo 44% dos valores superiores a 0,50.

### III.4 - OBSERVAÇÕES E CONCLUSÕES GERAIS RESULTANTES DAS ANÁLISES

Este item engloba as principais observações e conclusões resultantes das análises efetuadas dos registros piezométricos nos itens III.3.1 a III.3.7, procurando adicionar contribuições aos estudos anteriormente realizados sobre o conjunto de obras da CESP (ver item III.3.7), no sentido de ampliar os conhecimentos existentes sobre comportamento de subpressões atuantes no plano de contato e no maciço de fundação de estruturas de concreto.

CRUZ e BARBOSA (15), com base na observação do comportamento de obras do interior da Bacia do Alto Paraná, introduziram um critério inovador em alguns aspectos em relação aos tradicionais para determinação de subpressões. Observaram que a envoltória de pressões correspondente à uma eficiência de drenagem de 67% cobre mais de 90% das estruturas analisadas. CRUZ e SILVA (16), a partir de uma análise detalhada do comportamento dos piezômetros localizados em pontos estratégicos com relação à posição de cortinas de vedação e linhas de drenagem, concluíram pela inexistência de efeitos devido à formação de "fendas" de tração, propondo a adoção de um critério de coeficiente de perda de carga a montante, acarretando em reduções nos diagramas de empuxos a montante e de subpressões em planos de análise no interior do maciço.

Estas premissas básicas foram analisadas face aos resultados obtidos em nossos estudos. A esses fatores podemos adicionar outros condicionamentos que consideramos decisivos nas análises de subpressões atuantes em estruturas de concreto, sobre os quais detivemos nossas observações e conclusões. São estes os principais fatores condicionantes:

- a - presença de faixa superficial do maciço rochoso mais permeável, acompanhando a fundação da estrutura, decorrente do efeito de desmonte a fogo;
- b - eficiência das cortinas de drenagem;

- c - eficiência das cortinas de vedação;
- d - nível de confinamento dentro do reservatório, a montante das estruturas, das descontinuidades de maior condutividade hidráulica, que atinjam o sistema de drenagem;
- e - idem com relação ao nível de confinamento a jusante das estruturas;
- f - abertura de "fendas" horizontais de tração no contato concreto/rocha, a montante das estruturas;
- g - efeitos de convergência do fluxo de água para uma determinada estrutura;
- h - presença de túneis de drenagem no maciço de fundação;
- i - efeitos de colmatção.

As conclusões relativas a cada um desses aspectos serão abordadas a seguir, à exceção dos efeitos de colmatção dos drenos e do maciço de fundação, sobre os quais não dispomos de dados que justifiquem a análise.

#### III.4.1 - EFEITO DA FAIXA SUPERFICIAL

Tem sido verificado, com frequência, o aparecimento de uma faixa superficial do maciço rochoso apresentando maior condutividade hidráulica em relação ao restante do maciço. Esta zona decorre dos efeitos de desmonte a fogo e tende a se fazer presente mesmo que os devidos cuidados de amortecimento das ondas de choque tenham sido tomados nos planos de escavação.

Os maciços basálticos têm elevada susceptibilidade à ocorrência desta faixa como resultado da fragilidade das ligações entre blocos rochosos em núcleos de derrames, onde o diaclasamento colunar se faz presente. Segundo GUIDICINI e ANDRADE (22), para os maciços basálticos esta faixa possui espessura da ordem de dois a três metros, com condutividade hidráulica estimada entre  $10^{-3}$  e  $10^{-5}$  cm/s, levando a uma diferenciação com o resto do maciço de dezenas ou até centenas de vezes na permeabilidade. Nestas condições,

qualquer análise de percolação mostrará ser a faixa capaz de captar a maior parcela das águas de infiltração.

Os dados piezométricos disponíveis não nos permitiram concluir a respeito do efeito em termos de subpressão introduzido por esta região mais permeável no maciço.

Análises de percolação pelo maciço de fundação de estruturas de concreto considerando uma faixa superficial mais permeável poderão fornecer dados mais esclarecedores referentes as subpressões atuantes nesta faixa em comparação com aquelas presentes nos demais horizontes do maciço.

Nos nossos estudos considerou-se, apenas para fins de análise, que os registros piezométricos obtidos para o contato concreto/rocha poderiam ser, na realidade, indicativos das subpressões atuantes nesta faixa superficial.

O plano de instrumentação das estruturas de concreto da U.H.E. Tucuruí, por exemplo, considera, para fins de nomenclatura dos instrumentos, piezômetros de contato como aqueles localizados nesta região abalada do maciço, conforme pode ser observado nas figuras (III.5) a (III.11).

Observando-se os diversos gráficos reunindo medições piezométricas para os planos de contato concreto/rocha confirma-se que uma larga percentagem do fluxo de água pela fundação ocorre entre o nível de rocha e a linha de drenos de montante, assim como entre o nível de rocha e a linha de drenagem a jusante. Reduzida parcela do fluxo ocorrerá sob as estruturas, entre as duas linhas de drenagem. Tal afirmativa é comprovada pela observação dos piezômetros localizados nesse intervalo, apresentando, de forma geral, comportamento estável, não sofrendo influências das variações do nível d'água do reservatório, com valores nulos ou negativos de excesso de subpressão em relação ao piso das galerias.

A previsão de uma terceira linha de drenos nas vizi-

nhanças do centro da estrutura poderá contribuir, ainda que de forma pouco significativa, para um abatimento adicional na forma do diagrama de subpressões no contato. A influência de linhas de drenagem intermediária pode ser avaliada de forma realista pela aplicação do critério de ANDRADE (2), conforme metodologia desenvolvida no item III.3.3.3 para a Tomada D'Água/Casa de Força da U.H.E. Tucuruí.

Observou-se ainda nesta faixa superficial, na extremidade de montante das estruturas, pressões indicativas de percentuais elevados de transferência da coluna d'água do reservatório ao plano de contato, da ordem de 80% a 100% na maioria dos casos. Esta constatação confirma as observações de CRUZ a respeito dos resultados obtidos para as barragens da CESP, transcritas no item III.3.7. Os registros indicativos de percentuais reduzidos de transferência de pressões são explicáveis, conforme proposto por CRUZ, face a melhores contatos concreto/rocha, maior eficiência das injeções de colagem ou mesmo à localização do piezômetro analisado em região influenciada pela injeção e/ou drenagem. As mesmas observações são válidas para a extremidade de jusante, ainda que disponhasse de uma quantidade reduzida de registros piezométricos nessa região.

Parece-nos indicado, portanto, que para fins de estabelecimento de diagramas de subpressão atuantes na região do maciço próxima ao contato deverão ser consideradas, nas extremidades de montante e jusante da estrutura, pressões iguais às colunas d'água de montante e jusante atuantes sobre a profundidade do maciço em questão. Além disso é recomendável proceder-se a uma estimativa da espessura da faixa do maciço alterada pelo fogo das escavações obrigatórias.

#### III.4.2 - EFEITO DAS CORTINAS DE DRENAGEM NO CONTATO

As figuras (III.21.b), (III.18.b) referentes, a ex-



cessos de subpressão em relação à cota da boca dos drenos para, respectivamente, estruturas com uma galeria e mais de uma galeria, indicam em geral, valores variando de 0% a 20% para pontos localizados nas proximidades da linha de drenagem de montante no contato concreto/rocha. Esta faixa de variação conduziria à consideração do valor 33% proposto por CRUZ e BARBOSA (15) como conservativo, não implicando em sua não aplicabilidade a projetos face a representar uma envoltória limite superior dos valores medidos, adquirindo, portanto, caráter abrangente quanto à sua utilização.

Para projetos em que disponha-se de informações geológicas mais detalhadas a respeito do maciço de fundação quanto às suas características litológicas e hidrogeotécnicas, ou que permitam concluir pela sua semelhança de comportamento com os maciços anteriormente analisados para outras obras recomenda-se a utilização de valores mais realistas de eficiência da drenagem de montante, em torno de 80%.

Com relação à drenagem de jusante seriam válidas as mesmas considerações, ressaltando-se que, neste caso, dispõe-se de um número reduzido de informações.

A eficiência das linhas de drenos interceptando descontinuidades no maciço de fundação será abordada posteriormente, no item III.4.8.

### III.4.3 - EFICIÊNCIA DAS CORTINAS DE VEDAÇÃO

O papel desempenhado pelas injeções no controle de subpressões em estruturas hidráulicas constitui-se em ponto de constante controvérsia. CASAGRANDE (11) afirmou que os efeitos de controle da quantidade de percolação sob a barragem, atribuído às injeções, e de alívio de subpressões, atribuído a drenagem, não poderiam ser isolados de forma tão simplista. Por consequência, uma cortina de injeções que provoque uma redução substancial no volume de água percolante, deverá reduzir também as subpressões.

Ainda hoje, de forma geral a contribuição das cortinas de vedação na ocorrência de perdas de carga significativas na rede de fluxo, assume um caráter eventual, não sendo computada ou considerada para fins de estabelecimento de diagramas de subpressão.

Em nossas análises confirmou-se a incerteza generalizada quanto à separação dos efeitos das injeções e da drenagem. No entanto, confirmando as observações de CRUZ a respeito dos dados por ele analisados, a queda por vezes acentuada de subpressões entre piezômetros colocados à montante e jusante da cortina de injeções, ou na região injetada, sugere que a cortina de vedação contribua na redução dos valores de pressão.

Por outro lado, a erraticidade inerente à comprovação da eficiência das injeções contribui para a não consideração de seu efeito benéfico no estabelecimento dos diagramas de subpressão para fins de projeto. Nas análises realizadas, por exemplo, verificou-se que piezômetros localizados em regiões injetadas ou próximas às injeções em maciços de fundação com características semelhantes, em blocos diferentes da mesma estrutura, conduziram, por vezes, a resultados sensivelmente diferenciados, como ocorreu nos blocos VS-1 e VS-8 do Vertedouro da U.H.E. Água Vermelha. Enquanto que no bloco VS-8 o piezômetro PZ-154, localizado em região injetada, indica pressão igual a 66% da carga do reservatório, o instrumento PZ-94, instalado em local semelhante no bloco VS-1, apresenta-se praticamente seco.

A consideração de alívios nas subpressões por ação das injeções parece-nos indicada quando da realização de estudos detalhados de percolação pelo maciço de fundação utilizando métodos numéricos, parametrizando a influência dos diferentes fatores que possam influenciar na distribuição de pressões. Nesse sentido foram desenvolvidas análises por ANDRADE (2) (5), utilizando o Método dos Elementos Finitos e o Método dos Pontos Nodais, cujos

principais resultados encontram-se no Capítulo II deste trabalho.

Para fins de estimativa de subpressões a partir de diagramas obtidos por critérios observacionais parece-nos arriscado considerar qualquer alívio de pressões devido à ação de injeções. Dessa forma recomenda-se o emprego da variação linear de pressões entre os valores nas extremidades de montante e jusante das estruturas e as pressões nas linhas de drenagem, determinadas conforme abordado nos itens III.4.1 e III.4.2, respectivamente.

#### III.4.4 - EFEITO DA "FENDA" DE TRAÇÃO A MONTANTE DAS ESTRUTURAS

A prática de projetos tem levado à adoção de uma "fenda" vertical de tração imediatamente a montante das estruturas de concreto, decorrente da baixa resistência apresentada pelos maciços aos esforços de tração por ocasião do enchimento do reservatório. Dessa forma é assumida a transmissão de pressões de água do reservatório a planos interiores do maciço rochoso, notadamente para os caminhos de percolação preferencial nele contidos, sem a ocorrência de perdas de carga significativas.

As tentativas de verificação da existência dessas "fendas" têm sido feitas a partir de índices fornecidos pela piezometria e também pela instalação de extensômetros, normalmente inclinados e voltados para montante, além de medições em pêndulos.

Nesse sentido CRUZ e SILVA (16) coletaram medições de piezômetros localizados próximos à extremidade de montante de estruturas em diferentes profundidades no maciço de fundação. Estes dados foram plotados em um gráfico com ordenada igual à razão entre a pressão medida e a coluna d'água correspondente ao desnível entre o nível do reservatório e a cota de instalação do instrumento. A esta razão denominou-se  $D_m$ . A abscissa fornece a razão entre a profundidade do nível de fundação analisado e o desnível entre os níveis do reservatório e da rocha a montante. No gráfico foram plotados pontos referentes às medições efetuadas em bar

ragens da CESP com fundação basáltica, bem como os resultados de estudos realizados pelo Método dos Elementos Finitos para o maciço de fundação da Barragem Lateral Direita da U.H.E. Itaipu.

Os estudos de CRUZ e SILVA (16) comprovaram a não abertura de "fendas" de tração e, por consequência, o extremo conservadorismo do critério ainda hoje adotado correntemente para projetos. Foi proposto ainda um critério modificado elaborado a partir do gráfico mencionado, considerando perdas de carga variáveis em função das profundidades no interior do maciço.

Face à importância deste fator no estudo de distribuição de subpressões em maciços de fundação, procedemos à complementação do gráfico apresentado por CRUZ e SILVA (16) com as informações resultantes de nossas análises, conforme apresentado na figura (III.32).

Verificou-se, em cerca de 95% das medições coletadas, a sua compatibilidade com os dados anteriormente apresentados. Para cerca de 95% das observações, a curva representativa do Critério Modificado de Projeto constitui-se na envoltória superior dos pontos. Os registros localizados acima desse domínio, como por exemplo o ponto representativo da medição efetuada no bloco 20 da Barragem Lateral Direita da U.H.E. Itaipu ( $K=1,47/D_m=0,50$ ), são referentes a descontinuidades do maciço localizadas em profundidades que não concretizam riscos de instabilidade do conjunto estrutura/fundação.

Observa-se ainda que, para valores de  $K$  superiores a 0,20, verificam-se, de forma geral, valores de  $D_m$  inferiores a 0,70.

Estudos de percolação por elementos finitos desenvolvidos no projeto da U.H.E. Itaipu indicaram extensão da zona tracionada no pé de montante da estrutura até valores de  $K$  da ordem de 60% de  $H_m$ , com possibilidade de abertura de "fenda" de tração a valores de  $K$  de cerca de 30% de  $H_m$ . Nesse intervalo de pro

fundidades, portanto, as perdas de carga do fluxo d'água vertical no interior do maciço seriam muito reduzidas.

Generalizando esse resultado, indicamos no gráfico a envoltória correspondente à esta situação, com  $D_m$  igual a 1,00 até  $K < 0,30$  e  $D_m = 1/(0,7 + K)$  para valores de  $K > 0,30$ . Verifica-se que esta curva abrange 98% dos pontos analisados.

Com base nesses resultados podemos recomendar a aplicação dos critérios representados por estas envoltórias em projetos, para fins de determinação da pressão atuante a montante em descontinuidades localizadas a diferentes profundidades no maciço de fundação. A seleção de um dos critérios deverá ser feita em função do grau de conhecimento das características do maciço rochoso, permitindo uma maior ou menor confiabilidade na estimativa da possível profundidade limite de abertura de "fendas" de tração.

Recomenda-se ainda, para fases mais detalhadas de projetos, a realização de estudos de distribuição de tensões no maciço através de métodos numéricos, para a checagem da aplicabilidade e grau de conservadorismo desses critérios, obtendo-se uma estimativa mais realista da extensão da zona tracionada a montante da estrutura.

CRUZ e SILVA (16) complementaram seus estudos sobre o assunto com a apresentação de um gráfico indicando a redução do empuxo hidrostático com a profundidade, sendo este esforço calculado a partir do Critério Modificado por eles proposto. Este gráfico encontra-se reproduzido na figura (III.33). É importante observar que as diferenças entre os valores do empuxo calculados pelos critérios normal e modificado passam a ser sensíveis apenas a partir de profundidades da ordem de 40% da pressão de montante.

#### III.4.5 - EFEITO DA "FENDA" DE TRAÇÃO A JUSANTE DAS ESTRUTURAS

A exemplo do estudo desenvolvido para montante, pro

cedeu-se, em nossas análises, à coleta e tratamento de dados que permitissem estimar o percentual de transferência da pressão atuante a jusante de estruturas a diferentes profundidades no maciço de fundação.

Constatou-se a carência de medições piezométricas disponíveis nos aproveitamentos analisados que permitissem estudos mais apurados nesse sentido. Apenas para as estruturas da U.H.E. Tucuruí verificou-se um conjunto de registros que possibilitou um estudo mais detalhado para pesquisa da ocorrência de aberturas de "fendas" de tração a jusante. Estes dados foram reunidos num gráfico  $D_J$  versus  $K$ , segundo o procedimento anteriormente adotado para montante, descrito no item III.4.4. Este gráfico consta da figura (III.34).

Observa-se uma erraticidade na distribuição dos dados, não sendo possível antever uma tendência bem definida para a ocorrência de perda de carga crescente no maciço de fundação a jusante com a profundidade. Cerca de 55% dos registros são inferiores ao percentual de transferência de 40%, com concentração dos dados entre valores de  $D_J$  de 20% a 40%. Observa-se, no entanto, percentuais elevados da relação  $H_p/(H_J + H_D)$  para profundidades de descontinuidades superiores a 2 vezes a coluna d'água atuando sobre o nível de rocha de jusante.

Considerando-se que o conjunto de dados analisados refere-se a um maciço rochoso com características gerais de intenso fraturamento, conforme descrito no item III.3.3.1, e específico para apenas um aproveitamento abordado, não nos parece recomendável estabelecer conclusões de caráter abrangente que venham a alterar o critério normalmente adotado em projetos, considerando, a jusante, transferência total de pressão do reservatório à fundação.

Recomenda-se, portanto, o desenvolvimento de estudos mais detalhados, com coleta de dados disponíveis para outras

barragens, bem como estabelecer programas de instrumentação em obras em fase de projeto e/ou execução que permitam a obtenção de informações mais esclarecedoras a respeito do comportamento dos maciços rochosos a jusante das estruturas, no tocante ao desenvolvimento de zonas tracionadas e abertura de "fendas" verticais.

#### III.4.6 - ABERTURA DE "FENDAS" HORIZONTAIS DE TRAÇÃO NO CONTATO CONCRETO/ROCHA A MONTANTE DAS ESTRUTURAS

Em planos horizontais tanto no interior da estrutura de concreto, quanto no contato estrutura/fundações, dependendo dos carregamentos atuantes, podem ocorrer zonas tracionadas. Podem surgir em situações em que o nível de tensões no contato exceda as tensões admissíveis de tração, ocasionando a propagação da carga piezométrica integral de montante até o ponto de convergência, limitando a extensão da trinca. Como consequência para fins de estabilidade da estrutura, há uma redução da área de atuação da coesão na superfície de contato.

Em todos os casos documentados de medições de subpressão não há evidências de propagação da fenda horizontal, caracterizada por níveis de pressão semelhante à pressão do reservatório, detectados ao longo da base entre as extremidades de montante e a linha de drenos.

Confirma-se, portanto, a validade desta consideração para projeto apenas para estruturas sem dispositivos de drenagem ou para verificações de condições de carregamento limite. É importante observar que, ainda para fins de critério de projeto, a propagação da fenda de tração a montante poderia, no máximo, atingir a linha de drenos, ocorrendo consequentemente o alívio das subpressões.

#### III.4.7 - EFEITOS DE CONVERGÊNCIA DO FLUXO D'ÁGUA PARA UMA DETERMINADA ESTRUTURA

Segundo GUIDICINI e ANDRADE (22) a estrutura da Casa de Força, em virtude de sua posição geométrica em relação às demais estruturas, localizando-se geralmente em níveis mais profundos do maciço, acaba por constituir-se no ponto de convergência de parte significativa das águas de infiltração, modificando o sistema de percolação, criando linhas de fluxo praticamente paralelas ao eixo da barragem. Este fato já foi identificado, segundo informações disponíveis na bibliografia, nas usinas de Ibitinga, Pro - missão e Palmar. Nesta, abordada no item III.3.6, ANDRADE (5) desenvolveu um estudo comparativo entre os dados de piezometria disponíveis e os resultados decorrentes da aplicação do Método dos Pontos Nodais ao modelo hidrogeotécnico do maciço de fundação do conjunto Tomada D'Água/Casa de Força, obtendo compatibilidade de informações.

Como consequência deste efeito de fronteira, observa-se o alívio de subpressões em parte dos maciços de fundação das estruturas adjacentes, e sobrecarga da estrutura atuante como ponto de convergência. Este efeito não é normalmente levado em consideração nas análises de estabilidade na fase de projeto.

Nas estruturas por nós analisadas pode ser antevista a ocorrência deste tipo de fenômeno na Tomada D'Água/Casa de Força da U.H.E. Tucuruí, em que foram detectados acréscimos de pressão em piezômetros localizados na falha principal nas proximidades do talude de escavação de montante do bloco dos grupos principais (ver PGP-1 - bloco 2), não explicados pelo comportamento generalizado de fluxo no sentido transversal ao eixo da barragem, ao longo da descontinuidade.

Ressalta-se, portanto, a importância da previsão de dispositivos da captação das águas de percolação junto às estruturas, quando estas forem interceptadas por feições geológicas que



possam operar como drenos naturais do maciço de fundação. Este procedimento, preconizado por GUIDICINI e ANDRADE (22), deverá introduzir um abatimento sensível na linha piezométrica ao longo da descontinuidade interceptada, aliviando prováveis sobrecargas na subpressão advindas do efeito de fronteira, aproveitando elementos a princípio problemáticos do maciço rochoso como dispositivos estabilizantes do conjunto estrutura/fundação.

Sugere-se ainda, para fases mais detalhadas de projeto, o emprego do Método dos Pontos Nodais para análises tridimensionais dos modelos hidrogeotécnicos de estruturas de concreto, procurando avaliar a influência das condições de fronteira nos resultados de fluxo e alívio e sobrecarga de subpressões no conjunto estrutura/fundação.

#### III.4.8 - PRESENÇA DE TÚNEIS DE DRENAGEM NO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

A partir da década de 70 passou a ser amplamente utilizado o recurso de otimizar o sistema de drenagem do maciço rochoso através da abertura de galerias no seu interior, buscando principalmente reduzir os diagramas de subpressões em descontinuidades do maciço.

A grande vantagem deste túnel é que, além de ser por si só um elemento muito eficaz de alívio de pressões, propicia ainda a formação, por meio de drenos interligados à galeria da estrutura, de um grande plano de drenagem, interceptando praticamente todos os horizontes de percolação, eliminando ou reduzindo sensivelmente as subpressões sob relevantes porções das estruturas de concreto.

No presente trabalho foram analisadas estruturas das usinas de Tucuruí, Itaipu e Água Vermelha que apresentam túneis de drenagem interceptando descontinuidades do maciço rochoso. Em Itaipu e Água Vermelha, as águas recolhidas nas galerias são escoadas por bombeamento.

Observou-se, de forma geral, para o plano de contato concreto/rocha, a eficiência total comprovada do sistema de drenagem formado pelo túnel. Os piezômetros a jusante da linha de drenos apresentaram-se secos ou indicando colunas d'água inferiores ao desnível entre o piso da galeria e a cota de instalação do instrumento. Apenas para o bloco 11 da Tomada D'Água/Casa de Força e o bloco 18 do Vertedouro da U.H.E. Tucuruí observou-se imediatamente a jusante da linha de drenos interligada ao túnel, pressões correspondentes a excessos de subpressão em relação ao piso da galeria da ordem de 10% a 20%. Ainda que nestas estruturas não tenha sido comprovada a eficiência total do sistema, a comparação de diagramas de subpressão obtidos a partir das medições e da aplicação do critério de CRUZ e BARBOSA (15), supondo subpressões nulas ao longo da linha de drenos, leva a resultados compatíveis em termos de distribuição de pressões ao longo da base das estruturas e de esforços globais de subpressão a serem considerados nas análises de estabilidade. O resultado deste estudo para o bloco 11 da Tomada D'Água/Casa de Força da U.H.E. Tucuruí consta da figura (III.36).

Com relação às descontinuidades interceptadas pelo plano de drenagem ou, especificamente, pelo túnel, verifica-se a eficiência total do sistema, provocando excessos de pressão nulos ou negativos a jusante do ponto de interseção descontinuidade / drenagem.

Com base nestas observações parece-nos indicada a consideração inicial de pressões nulas na linha de drenagem e no túnel previstas por CRUZ e BARBOSA (15) para os planos de contato e em feições geológicas do maciço de fundação. Valores de subpressão média entre drenos, obtidas apenas a partir de estudos de percolação efetuados através de métodos numéricos, deverão ser estimados em etapas mais detalhadas do projeto para efeito de checagem dos diagramas de subpressões assumidos inicialmente.

### III.4.9 - FLUXO EM DESCONTINUIDADES

O conjunto de dados disponíveis em nossas análises permite obter observações e conclusões importantes a respeito da configuração do fluxo e da distribuição de pressões ao longo de descontinuidades no maciço de fundação, conforme descritas a seguir:

- a) As pressões atuantes a montante podem ser determinadas a partir dos critérios apresentados no item III.4.4, considerando perdas de carga crescentes com a profundidade e consequente não abertura indiscriminada de "fendas" de tração no maciço de fundação;
- b) As pressões atuantes a jusante devem ser preliminarmente consideradas iguais à coluna d'água de jusante atuante sobre o nível da descontinuidade, em função do estágio atual de conhecimento sobre a ocorrência e extensão da zona tracionada nessa extremidade da estrutura (ver item III.4.5);
- c) Pressões nulas na interseção das feições com o túnel ou com o plano de drenagem por ele definido (ver item III.4.8);
- d) Excessos de subpressão nulos ou negativos a jusante da drenagem para descontinuidades interceptadas pelo sistema formado pela interligação do túnel com a galeria na estrutura;
- e) Relativa uniformidade de pressões ao longo das descontinuidades, a jusante da drenagem, indicando perda de carga e consequente fluxo no sentido montante/jusante. Para feições notadamente alimentadas também por jusante evidencia-se um acréscimo de pressões nessa extremidade, indicando perdas de carga em direção ao centro da falha;
- f) Em feições interceptadas por drenagem não conectada à galeria na fundação ou não afetadas por tratamentos, evidenciam-se excessos de pressão máximos de 20% em relação ao piso da galeria, além de indicações de perdas de carga reveladoras de fluxo nos sentidos montante/jusante e/ou jusante/montante.

Com base nestas observações parece-nos recomendável, para fins de estimativas de diagramas de subpressão atuantes em descontinuidades, promover, após a fixação dos valores atuantes a montante e jusante, a variação linear das pressões ao longo da feição considerando:

- pressões nulas na interseção túnel/feição ou plano de drenagem/feição para estruturas interceptadas por esse sistema de drenagem;
- excessos de subpressão máximos de 20%, calculados em relação aos pisos das galerias, na interseção das linhas de drenos com a descontinuidade, para feições interceptadas por sistemas de drenagem não interligados à galerias no maciço rochoso;
- perdas de carga ao longo das feições, já caracterizadas pela variação linear entre as pressões de montante e jusante, para descontinuidades não afetadas por tratamentos. É importante ressaltar que, neste caso, os diagramas podem ainda implicar em sensível conservadorismo quanto comparados aos valores medidos, face à ocorrência de abatimento na linha piezométrica em relação a um ponto próximo ao centro da feição, no caso de alimentação por montante e jusante.

Para descontinuidades em maciços de fundação desconfinados a jusante por escavações, como observado em Itaúba e mesmo em alguns blocos da Barragem Lateral Direita de Itaipu, conclui-se que, se estas feições forem interceptadas por sistemas de drenagem compostos por túneis interligados a galerias nas estruturas de concreto, os trechos a jusante da drenagem estarão praticamente secos ou submetidos a pressões extremamente reduzidas.

Para descontinuidades no maciço rochoso de fundação confirma-se, portanto, pelos resultados de nossas análises, a sua caracterização como drenos planos naturais, que, quando convenientemente tratados, podem resultar em elementos que desempenhem importante papel na estabilização do conjunto estrutura/fundação.

TABELA III.1 - BARRAGENS OBJETO DE ANÁLISE DE MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS  
CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

BARRAGEM	ESTRUTURA	H (m)	BASE ( α H)	HM (m)	HJ (m)	CORTINA INJEÇÕES				DRENAGEM						Nº CONTATOS OU JUNTAS COM DREN.
						MONTANTE		JUSANTE		MONTANTE			JUSANTE			
						H <sub>INJ.</sub> (m)	H <sub>INJ</sub> /HM	H <sub>INJ.</sub> (m)	H <sub>INJ</sub> /HJ	HD (m)	HD/HM	d (%BASE)	HD (m)	HD/HJ	d (%BASE)	
ILHA SOLTEIRA	TOMADA D'ÁGUA E CASA DE FORÇA	76,00	1,50	54,00	20,00	34,00	0,63	21,60	1,10	35,00	0,65	0,20	21,60	1,10	0,20	DIVERSOS
	VERTEDOURO	80,00	0,90	50,00	18,00	38,00	0,76	-	-	38,00	0,76	0,10	15,00	0,30	0,10	DIVERSOS
JURU- MIRIM	TOMADA D'ÁGUA E CASA DE FORÇA	35,00	1,80	31,00	15,00	18,00	0,58	-	-	19,00	0,61	0,25	-	-	-	-
JUPIÁ	VERT.SUPERIOR	33,00	0,90	26,50	-	18,00	0,68	-	-	16,00	0,61	0,33	-	-	-	2
	VERT. DE FUNDO	41,00	1,30	27,50	4,00	27,50	1,00	-	-	27,50	1,00	0,10	-	-	-	2
	TOMADA D'ÁGUA E CASA DE FORÇA	33,00	1,80	(**)	(**)	(**)	0,74	(**)	0,63	(**)	1,30	0,10	(**)	1,20	0,10	2
CAPÍ- VARA	VERTEDOURO	29,00	0,90	24,00	0,00	36,00	1,50	-	-	36,00	1,50	0,10	-	-	-	2
IBITINGA	MURO DE LIGAÇÃO	38,00	0,70	30,00	10,00	23,00	0,77	-	-	22,50	0,75	0,18	-	-	-	1
	VERTEDOURO	38,00	0,90	25,00	8,00	-	-	-	-	9,00	0,36	0,10	-	-	-	1
	TOMADA D'ÁGUA E CASA DE FORÇA	38,00	1,80	30,00	(**)	(**)	0,77	(**)	0,38	(**)	0,32	0,16	(**)	0,40	0,50	1
PROMISSÃO	MURO DE LIGAÇÃO	38,00	0,70	30,00	3,00	23,00	0,77	-	-	35,00	1,20	0,10	-	-	-	3 ou 4
	VERTEDOURO	40,00	1,30	30,00	14,00	29,00	0,97	-	-	35,00	1,20	0,10	14,00	1,00	(**)	3 ou 4
	TOMADA D'ÁGUA E CASA DE FORÇA	40,00	(**)	30,00	18,00	28,00	0,93	-	-	35,00	1,20	0,12	9,00	0,50	(**)	3 ou 4

## NOTAS:

(\*\*) Dados não obtidos

- Os dados acima tabelados foram coletados pelo Eng<sup>o</sup>. PAULO TEIXEIRA DA CRUZ junto ao  
Setor de Manutenção e Controle das Obras da CESP

TABELA III.1 - BARRAGENS OBJETO DE ANÁLISE DE MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS  
CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

BARRAGEM	ESTRUTURA	H (m)	BASE ( α H)	HM (m)	HJ (m)	CORTINA INJEÇÕES				DRENAGEM						Nº CONTATOS OU JUNTAS COM DREN.
						MONTANTE		JUSANTE		MONTANTE			JUSANTE			
						H <sub>INJ.</sub> (m)	H <sub>INJ</sub> /HM	H <sub>INJ.</sub> (m)	H <sub>INJ</sub> /HJ	HD (m)	HD/HM	d (%BASE)	HD (m)	HD/HJ	d (%BASE)	
MARIMBONDO	MURO DE TRAN- SIÇÃO DIREITO (BLOCO D1)	56,00	0,75 (HORIZ)	52,00	0,00	25,00 (*)	0,48 (*)	-	-	25,00 (*)	0,48 (*)	0,12	-	-	-	1 (BRECHA BASÁLTICA)
	MURO DE TRAN- SIÇÃO ESQUER- DO (BLOCO E1)	58,00	0,75 (HORIZ)	54,30	0,00	30,00 (*)	0,55 (*)	-	-	37,00 (*)	0,68 (*)	0,12	-	-	-	1 (BRECHA BASÁLTICA)
ITUMBIARA	MURO DE TRAN- SIÇÃO ESQUER- DO (BLOCO 2)	82,00	0,75 (HORIZ)	79,00	(**)	30,00 (*)	0,38 (*)	-	-	>30,00 (*)	>0,38 (*)	0,20	15,00 (*)	(**)	0,75	-
	MURO DE TRAN- SIÇÃO ESQUER- DO (BLOCOS 8/9)	88,00	0,85 (HORIZ)	85,00	(**)	30,00 (*)	0,35 (*)	-	-	>35,00 (*)	>0,41 (*)	0,17	20,00 (*)	(**)	0,65	1 (ZONA CISA LHADA-F3/F4)
	VERTEDOURO (BLOCO 1)	77,00	1,00 (HORIZ)	95,00	(**)	35,00 (*)	0,37 (*)	-	-	35,00 (*)	0,37 (*)	0,10	>15,00 (*)	(**)	0,80	-
	VERTEDOURO (BLOCO 7)	83,00	1,20 (HORIZ)	80,00	(**)	35,00 (*)	0,44 (*)	-	-	35,00 (*)	0,44 (*)	0,10	>15,00 (*)	(**)	0,80	2 (ZONAS CISA LHADAS-F2/F3)
	TOMADA D'ÁGUA (BLOCO 3)	93,00	0,90 (HORIZ)	90,00	(**)	35,00 (*)	0,39 (*)	-	-	>30,00 (*)	>0,33 (*)	0,10	>15,00 (*)	(**)	0,56	1 (ZONA CISA LHADA-F3/F4)
	TOMADA D'ÁGUA (BLOCO 5)	96,00	0,90 (HORIZ)	90,00	(**)	30,00 (*)	0,33 (*)	-	-	>30,00 (*)	>0,33 (*)	0,10	>15,00 (*)	(**)	0,56	-
PALMAR	TOMADA D'ÁGUA CASA DE FORÇA (BLOCO 2)	40,00 (MONT) 65,00 (JUS)	1,90	32,50	24,00	25,00 (*)	0,80 (*)	12,00 (*)	0,50 (*)	20,00 (*)	0,62 (*)	0,07	8,00 (*)	0,33 (*)	0,87	2 (1 DESCON- TINUIDADE + 1 BRECHA BA- SÁLTICA)

## NOTAS:

(\*) Dados inferidos a partir de desenhos de projeto

(\*\*) Dados não obtidos

TABELA III.1 - BARRAGENS OBJETO DE ANÁLISE DE MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS  
CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

BARRAGEM	ESTRUTURA	H(m)	BASE (αH)	HM (m)	HJ (m)	CORTINA INJEÇÕES				DRENAGEM						Nº CONTATOS OU JUNTAS COM DREN.
						MONTANTE		JUSANTE		MONTANTE			JUSANTE			
						HINJ (m)	HINJ/HM	HINJ (m)	HINJ/HJ	HD (m)	HD/HM	d (% BASE)	HD (m)	HD/HJ	d (% BASE)	
TUCURUÍ	TOM.D'ÁGUA/CASA DE FORÇA (BLOCO 2)	75,00 (MONT.)	1,90	72,00	32,00	45,00 (*)	0,60 (*)	15,00 (*)	0,50 (*)	40,00 (*)	0,55 (*)	0,05	15,00 (*)	0,50 (*)	0,80	3
	TOM. D'ÁGUA/CASA DE FORÇA (BLOCO 11)	75,00 (MONT.)	1,90	72,00	32,00	45,00 (*)	0,60 (*)	15,00 (*)	0,50 (*)	35,00 (*)	0,49 (*)	0,05	15,00 (*)	0,50 (*)	0,80	2
	VERTEDOIRO (BLOCOS 6 E 12)	78,00	1,20	77,00	23,00	30,00 (*)	0,40 (*)	-	-	25,00 (*)	0,32 (*)	0,19	25,00 (*)	1,10 (*)	0,90	-
	VERTEDOIRO (BLOCO 18)	78,00	1,20	77,00	16,00	30,00 (*)	0,40 (*)	-	-	25,00 (*)	0,32 (*)	0,19	25,00 (*)	1,10 (*)	0,90	2
	BAR GRAVIDADE (BLOCO 2)	72,00	1,00	69,00	11,00	10,00 (*)	0,14 (*)	-	-	30,00 (*)	0,43 (*)	0,18	(**)	(**)	(**)	2
	MURO DE TRANS. DIREITO(BLOCO 2)	84,00	0,95	81,00	22,00	30,00 (*)	0,37 (*)	-	-	30,00 (*)	0,37 (*)	0,10	-	-	-	DIVERSOS
ITAIPU	VERTEDOIRO (BLOCO A7)	42,00	1,00	38,00	(**)	25,00 (*)	0,66 (*)	-	-	25,00 (*)	0,66 (*)	0,10	-	-	-	2
	BAR.LAT.DIREITA (BLOCO D7)	52,50	1,00	47,00	(**)	30,00 (*)	0,64 (*)	-	-	30,00 (*)	0,64 (*)	0,20	-	-	-	2
	BAR.LAT.DIREITA (BLOCO D8)	35,00	1,00	30,00	(**)	40,00 (*)	1,33 (*)	-	-	40,00 (*)	1,33 (*)	0,40	-	-	-	3
	BAR.LAT.DIREITA (BLOCO 20)	42,00	1,00	37,00	(**)	40,00 (*)	1,08 (*)	-	-	40,00 (*)	1,08 (*)	(**)	-	-	-	3
	BAR.LAT.DIREITA (BLOCO 38)	53,00	1,00	48,00	(**)	40,00 (*)	0,83 (*)	-	-	40,00 (*)	0,83 (*)	(**)	-	-	-	2
	BAR.LAT.DIREITA (BLOCOS 52/54/57)	64,50	1,00	55,00	(**)	40,00 (*)	0,73 (*)	-	-	40,00 (*)	0,83 (*)	0,30	-	-	-	2
ÁGUA VERMELHA	TOM.D'ÁGUA/CASA DE FORÇA(BLOCO 2)	65,00	1,85	62,00	36,00	22,50	0,36	(**)	(**)	26,50	0,43	0,03	(**)	(**)	(**)	1
	VERTEDOIRO (BLOCOS 1/8)	63,00	1,15	62,00	18,00	31,50	0,50	31,50	1,75	26,50	0,50	0,05	31,50	1,75	0,90	1
	MURO CENTRAL (BLOCO 2)	67,00	0,90	58,00	10,00	30,00	0,50	30,00	3,00	15,00	0,25	0,07	30,00	3,00	0,75	2

## NOTAS:

( \*) DADOS INFERIDOS A PARTIR DE DESENHOS DE PROJETO

(\*\*) DADOS NÃO OBTIDOS

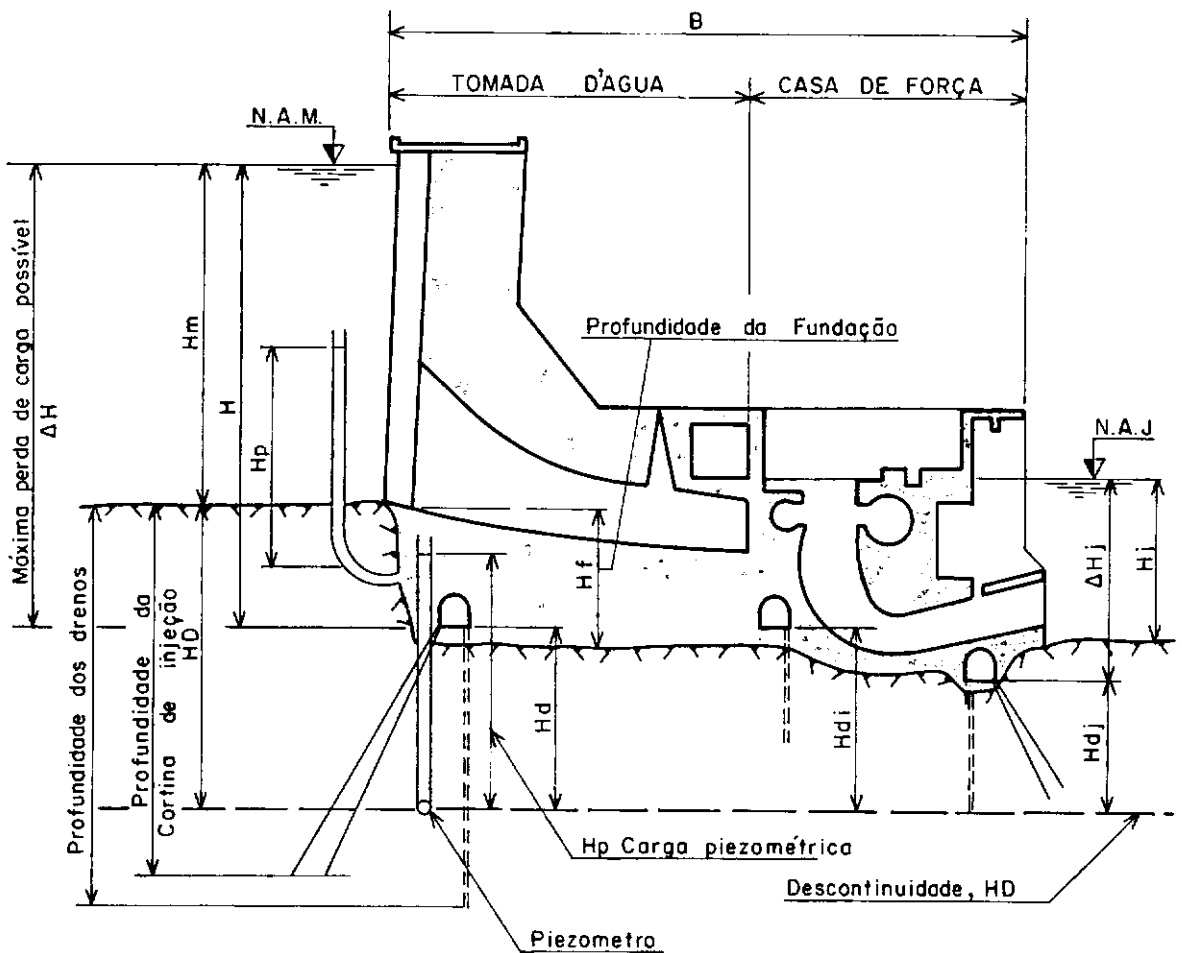
TABELA III.2 - ANÁLISE COMPARATIVA DE DIAGRAMAS DE SUBPRESSÃO

BARRAGEM	ESTRUTURA	EFICIÊNCIA DA DRENAGEM DE MONTANTE				EFICIÊNCIA DA DRENAGEM DE JUSANTE			REL.ESFORÇOS TOTAIS DE SUBPRESSÃO (U)				
		U.S.BUREAU (U.S.B.R.)	CRUZ E BARBOSA (C.B.)	ANDRADE (R.M.A.)	DIAGRAMA OBSERVADO(O.)	CRUZ E BARBOSA (C.B.)	ANDRADE (R.M.A.)	DIAGRAMA OBSERVADO(O.)	$U_{DR.INOP.}$ (t/m <sup>2</sup> )	$\frac{U_{U.S.B.R.}}{U.D.I.}$	$\frac{U_{C.B.}}{U.D.I.}$	$\frac{U_{R.M.A.}}{U.D.I.}$	$\frac{U_{O.}}{U.D.I.}$
MARIM- BONDO	M.T.D. (CONTATO)	-	67%	97%	100%	-	-	-	1.120	-	0,56	0,29	0,26
ITAIPU	VERTEDOIRO (CONTATO)	-	67%	98%	94%	-	-	-	924	-	0,51	0,20	0,19
	VERTEDOIRO (BRECHA D)	-	67%	98%	100%	-	-	-	1.364	-	0,67	0,61	0,37
ÁGUA VERMELHA	VERTEDOIRO (CONTATO SEM TÚNEL)	61%	67%	77%	100%	67%	81%	100%	2.305	0,54	0,44	0,34	0,09
	VERTEDOIRO (CONTATO COM TÚNEL)	-	100%	-	100%	67%	-	100%	2.305	-	0,12	-	0,09
	VERTEDOIRO (JUNTA 305)	-	100%	-	100%	67%	-	100%	4.513	-	0,35	-	0,19
TUCURUÍ	TOMADA D'ÁGUA CASA DE FORÇA (CONTATO SEM TÚNEL)	-	67%	86%	83%	67%	90%	84%	7.850	-	0,36	0,19	0,19
	TOMADA D'ÁGUA CASA DE FORÇA (CONTATO COM TÚNEL)	-	100%	-	83%	67%	-	84%	7.850	-	0,20	-	0,19



$$D_m = \frac{H_p}{H_m + H_D} \quad \text{relação entre a subpressão e a carga hidrostática}$$

$$\frac{H_j}{H_m} \quad \text{relação entre os níveis d'água}$$






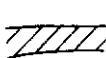
$$\frac{H_p}{H_m} \quad \text{para o contato concreto-rocha}$$

$$\frac{H_p - H_d}{\Delta H} \quad \text{excesso de subpressão na linha de drenos a montante}$$

$$\frac{H_p}{H_m + H_D} \quad \text{para a descontinuidade de profundidade } H_D$$

Figura III.1 SÍMBOLOS UTILIZADOS NAS ANÁLISES DOS DADOS PIEZOMÉTRICOS

## LEGENDA :

-  POSIÇÃO DA CAMARA PIEZOMÉTRICA
-  CORTINA DE INJEÇÕES
-  LINHA DE DRENAGEM
-  ROCHA INTENSAMENTE FRATURADA

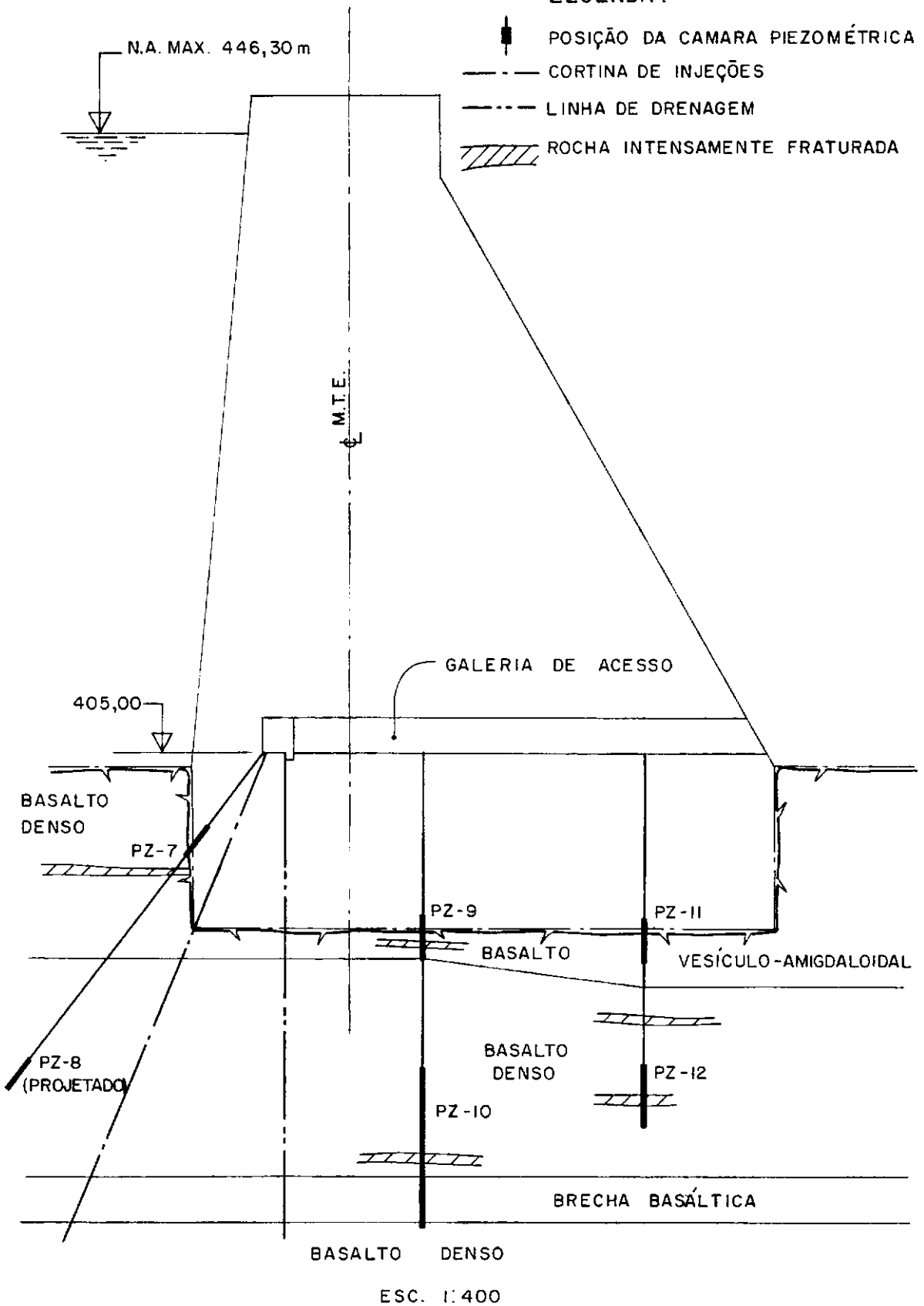


FIG. III. 2 - U.H.E. MARIMBONDO - TRANSIÇÃO ESQUERDA  
BLOCO E I - SEÇÃO TRANSVERSAL - ESQUEMA  
DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS

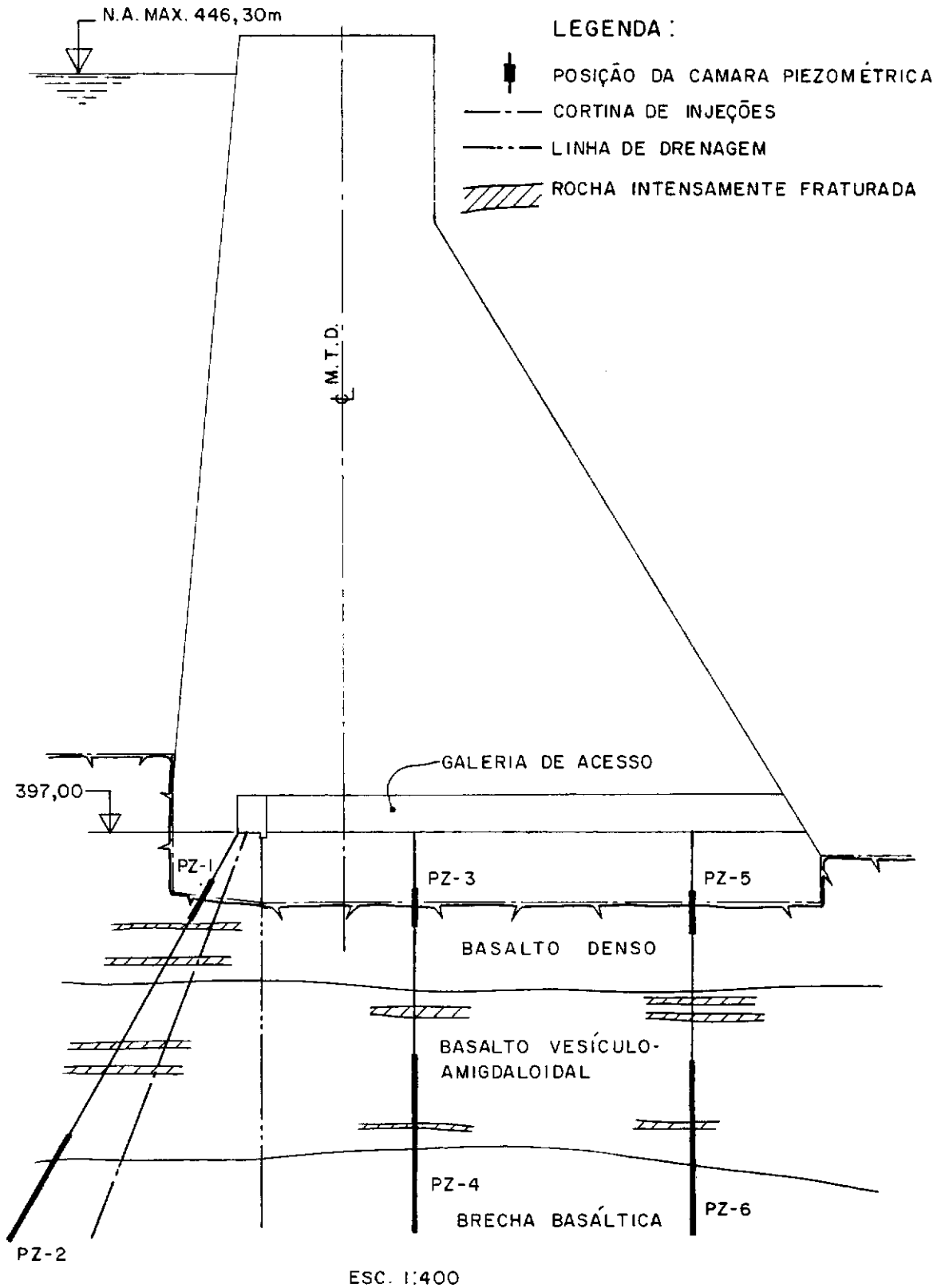
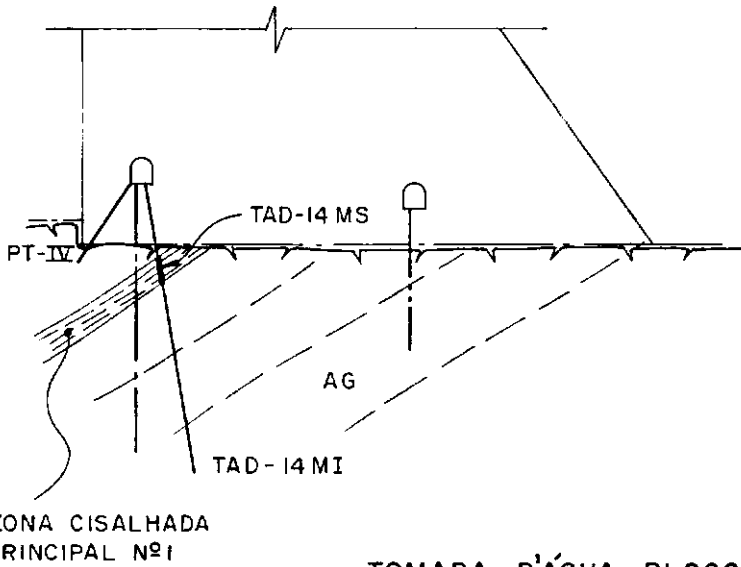
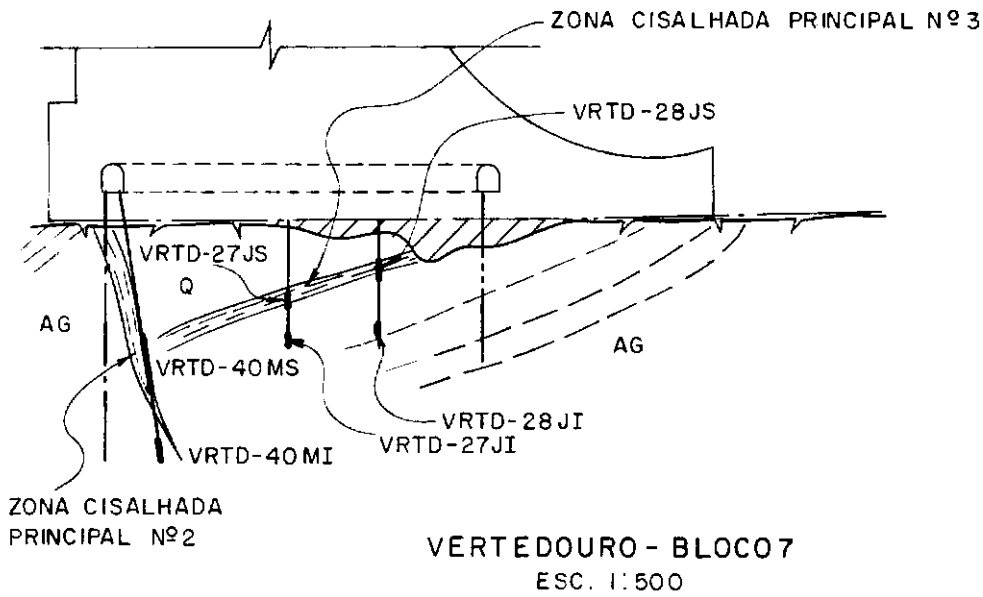


FIG. III. 3 - U.H.E. MARIMBONDO - TRANSIÇÃO DIREITA  
BLOCO DI - SEÇÃO TRANSVERSAL -  
ESQUEMA DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS



## LEGENDA :

Q - MUSCOVITA-GNAISSE (QUARTZITO)

AG - ANFIBÓLIO-GNAISSE

ROCHA MUITO DECOMPOSTA

ZONA CISALHADA PRINCIPAL

ZONA CISALHADA POUCO ESPESSE

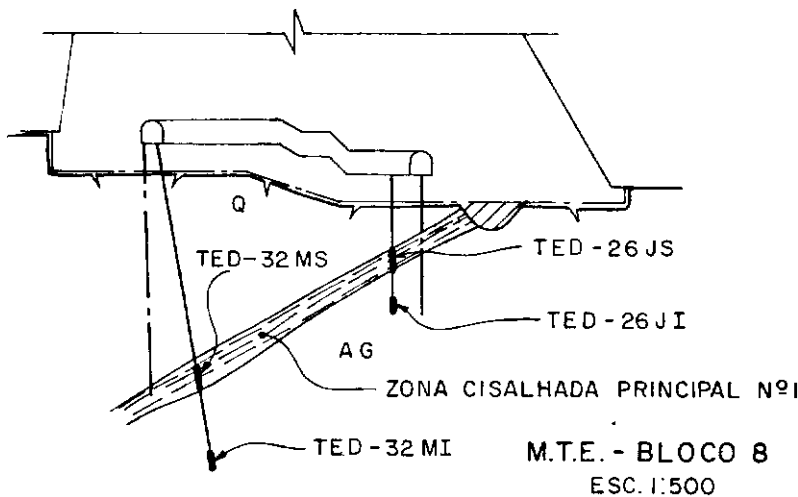
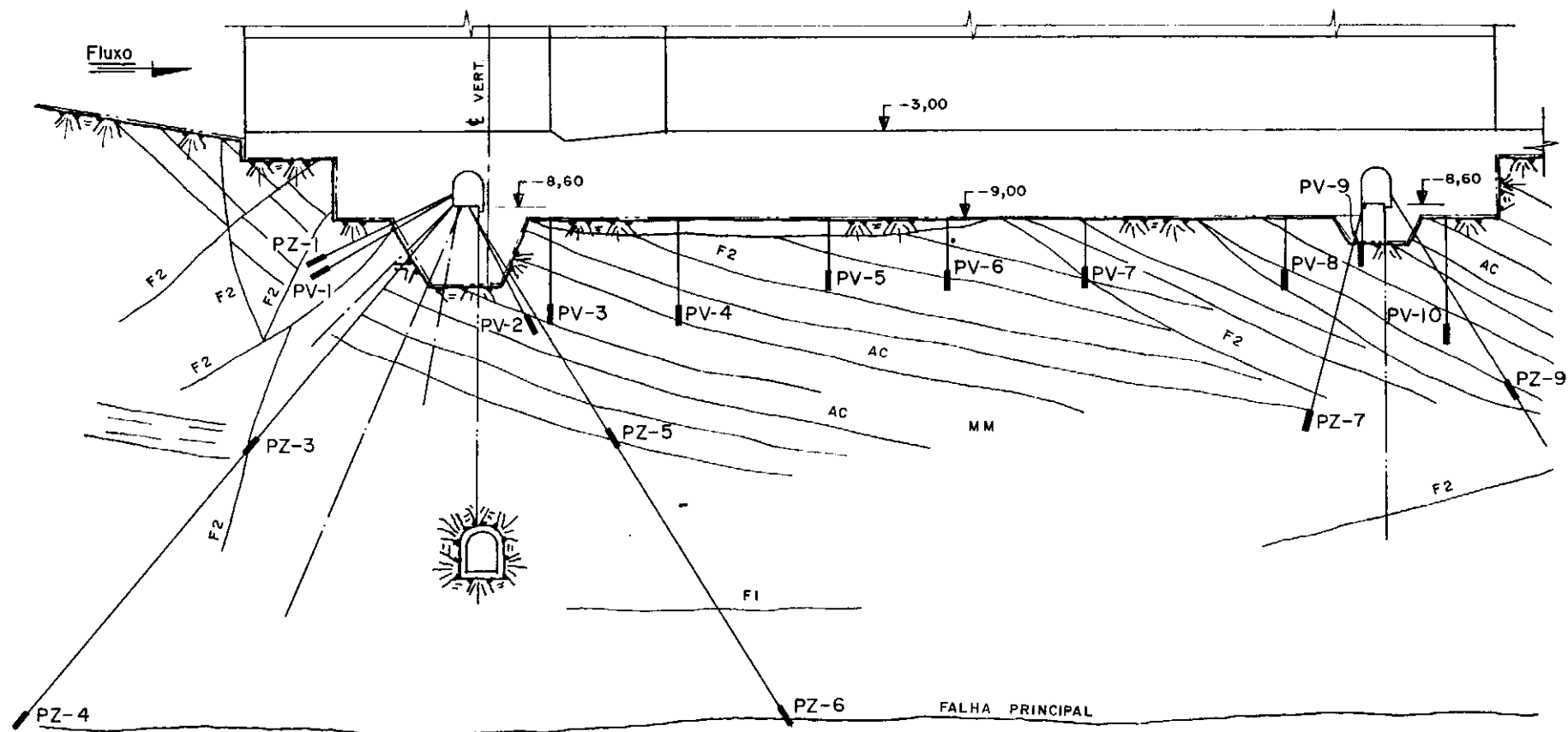
TOMADA D'ÁGUA - BLOCO 3  
ESC. 1:500

FIG. III.4 - USINA DE ITUMBIARA - ESTRUTURAS DE CONCRETO - SEÇÕES TRANSVERSAIS - ESQUEMA DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS







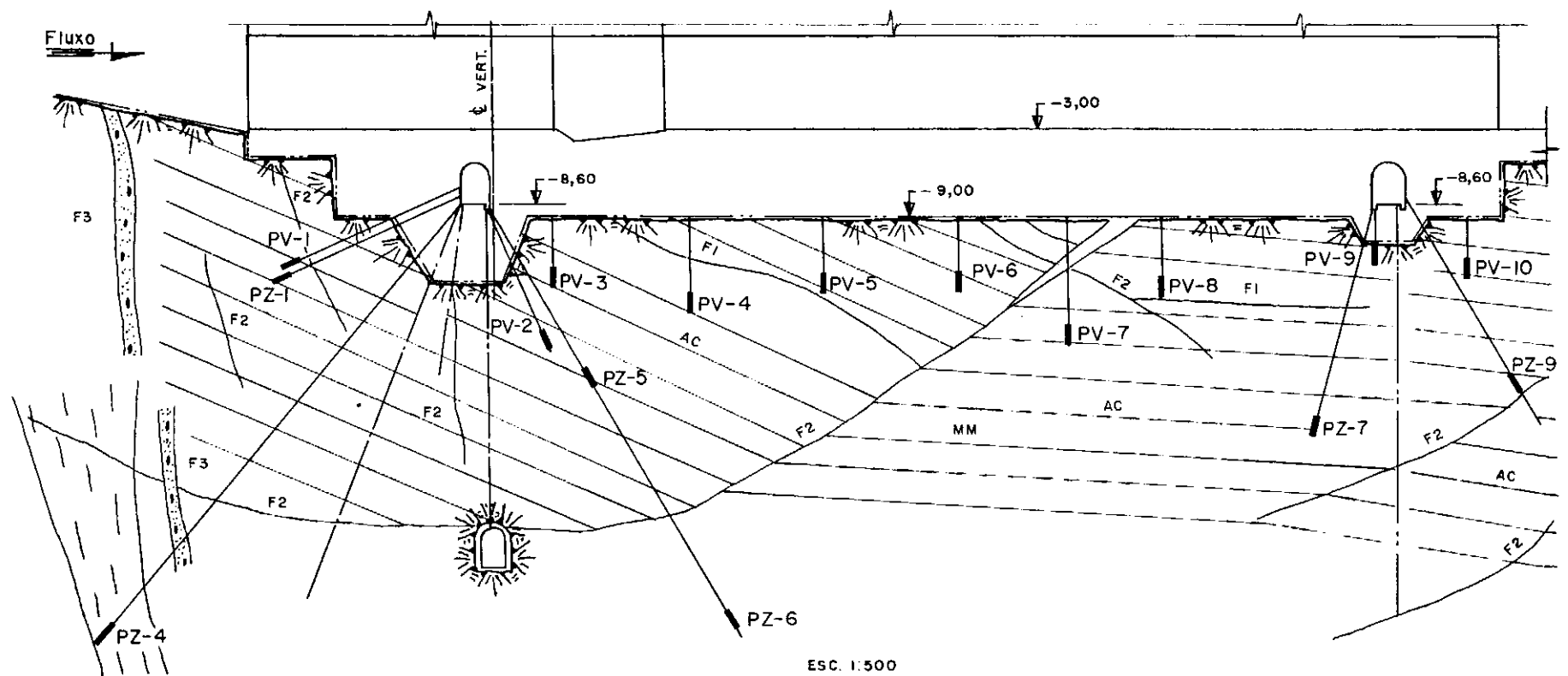
ESC. 1:500

LEGENDA:

PV - Piezômetro de contato  
 PZ - Piezômetro múltiplo de fundação  
 F1 - Falha do sistema F1  
 F2 - Falha do sistema F2  
 AC - Acamamento

— Rocha muito fraturada  
 — Posição da câmara piezométrica  
 — Cortina de injeções  
 — Linha de drenagem  
 MM - Metassedimento maciço

FIGURA III.7 - UHE TUCURUÍ - VERTEDOIRO - BLOCO V6  
 SEÇÃO TRANSVERSAL - ESQUEMA DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS



LEGENDA:

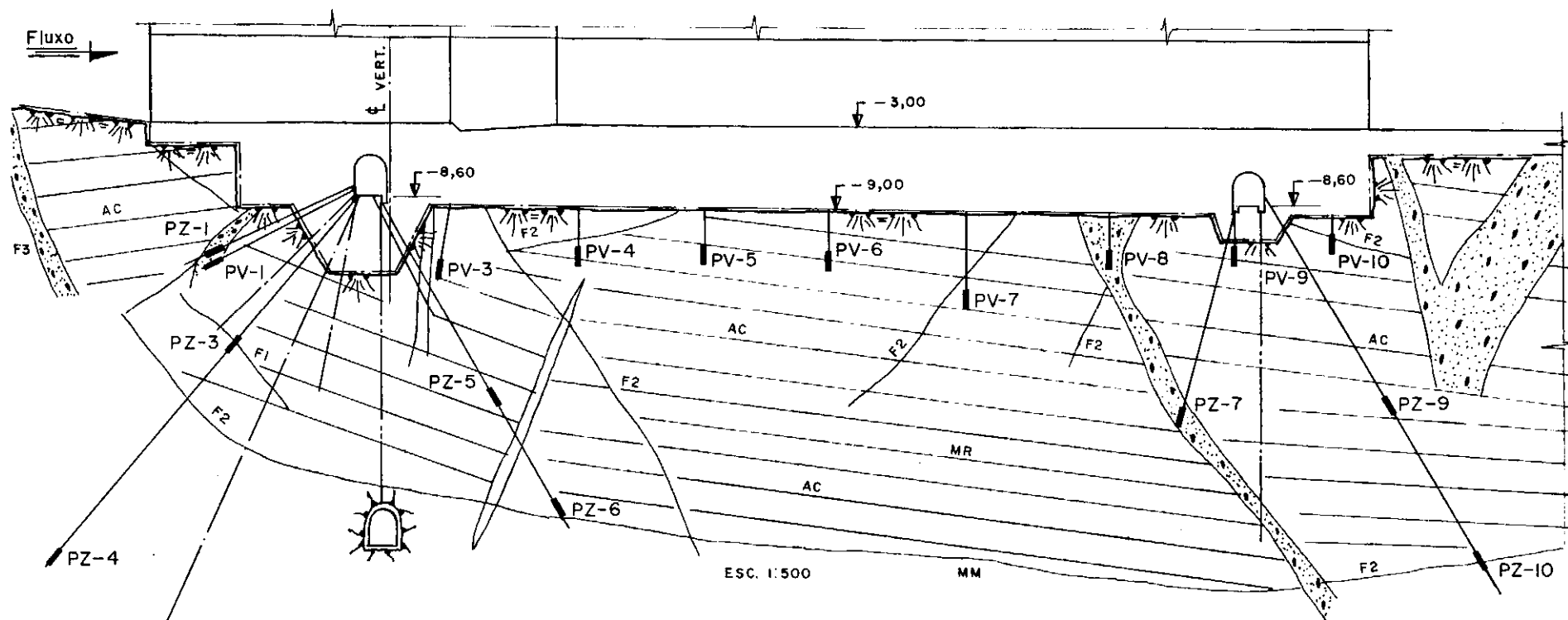
PV - Piezômetro de contato  
 PZ - Piezômetro múltiplo de fundação  
 F1 - Falha do sistema F1  
 F2 - Falha do sistema F2

F3 - Falha do sistema F3  
 MM - Metassedimento maciço  
 AC - Acamamento  
 Rocha muito fraturada

Caixa de Falha F3  
 Posição da câmara piezométrica  
 Cortina de injeções  
 Linha de drenagem

FIGURA III.8 - UHE TUCURUÍ - VERTEDOURO - BLOCO VI2  
 SEÇÃO TRANSVERSAL - ESQUEMA DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS



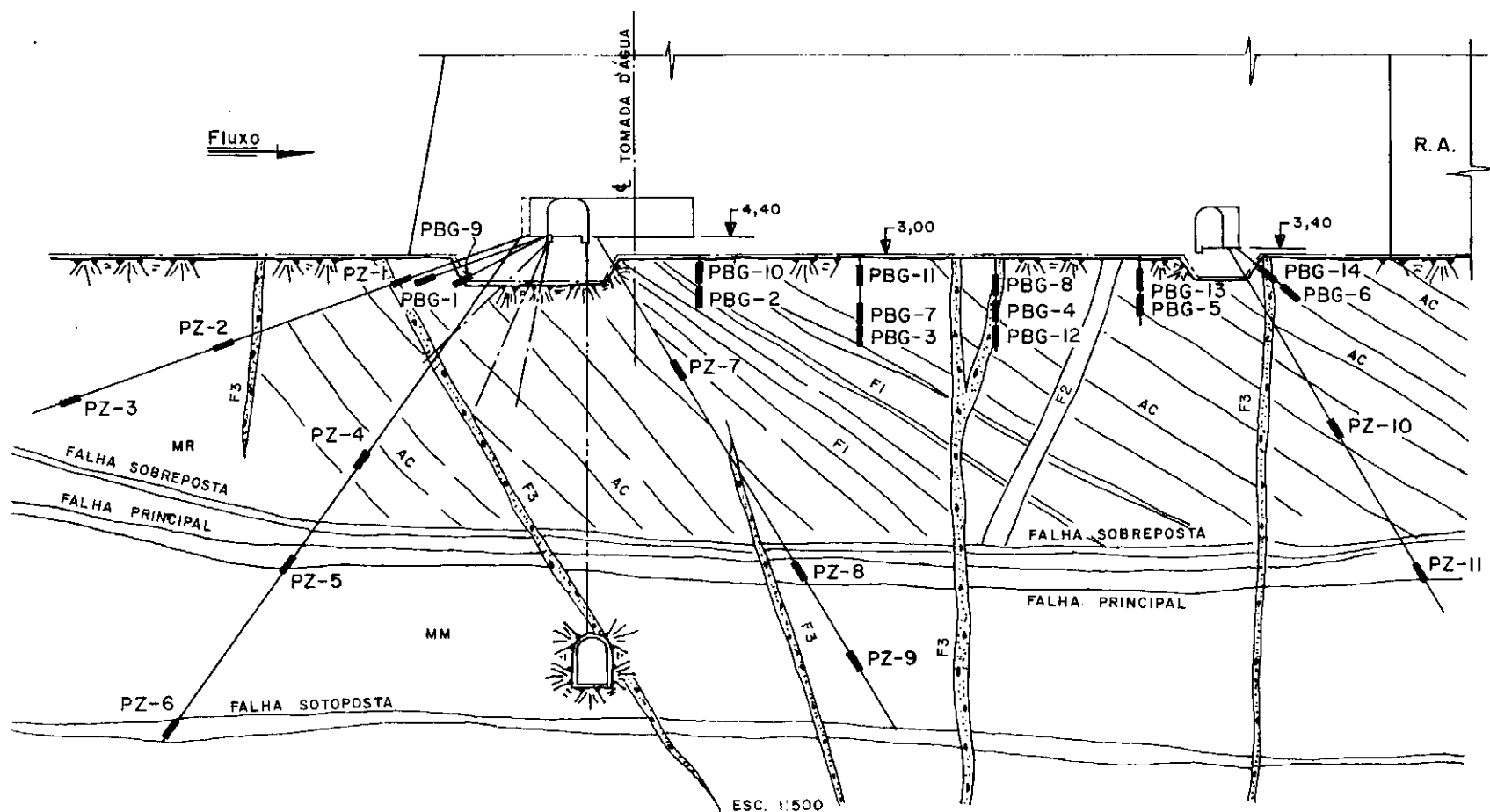


LEGENDA:

PV - Piezômetro de contato  
 PZ - Piezômetro múltiplo de fundação  
 F1 - Falha do sistema F1  
 F2 - Falha do sistema F2  
 F3 - Falha do sistema F3  
 AC - Acamamento

Caixa de falha F3  
 Posição da câmara piezométrica  
 Cortina de injeções  
 Linha de drenagem  
 MM - Metassedimento maciço  
 MR - Metassedimento rítmico

FIGURA III.9 - UHE TUCURUÍ - VERTEDOURO - BLOCO V18  
 SEÇÃO TRANSVERSAL - ESQUEMA DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS



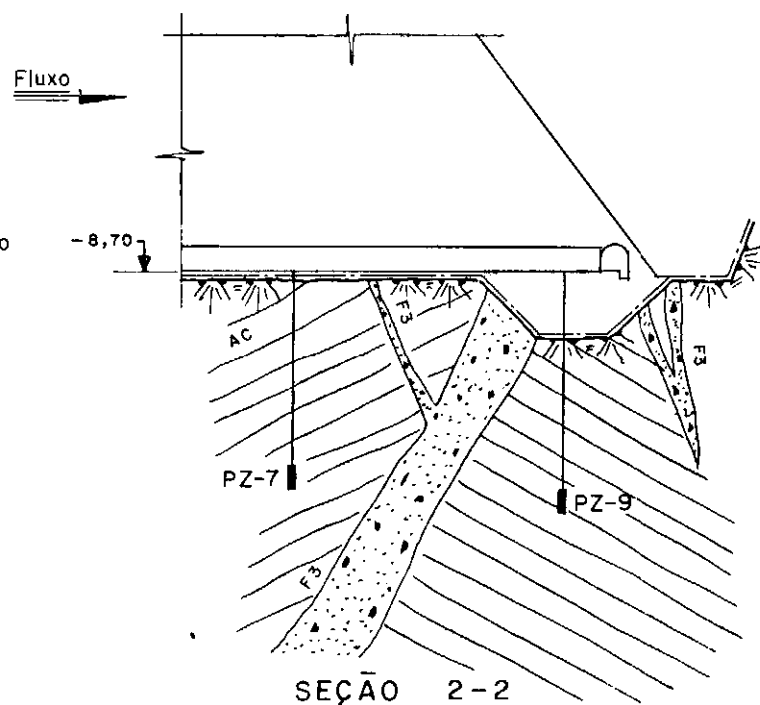
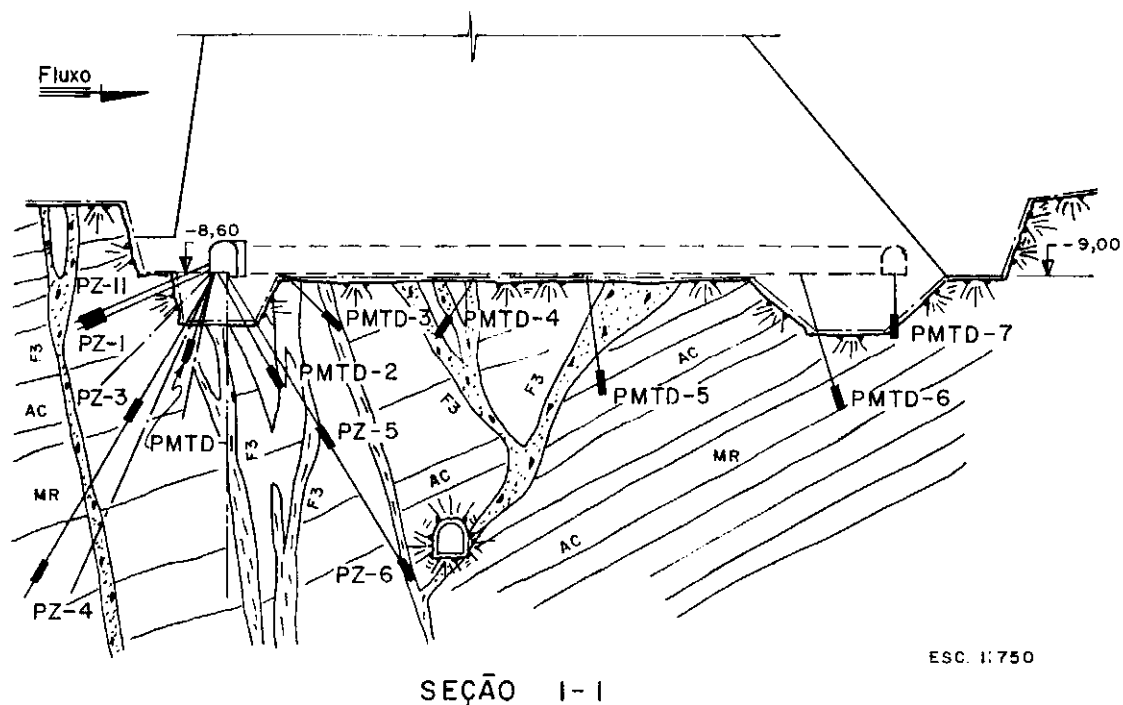
LEGENDA:

F1 - Falha do sistema F1  
 F2 - Falha do sistema F2  
 F3 - Falha do sistema F3  
 AC - Acamamento

MR - Metassedimento rítmico  
 MM - Metassedimento maciço  
 [Symbol] Caixa de falha F3  
 PBG - Piezômetro de contato

PZ - Piezômetro múltiplo de fundação  
 [Symbol] - Posição da câmara piezométrica  
 [Symbol] - Linha de drenagem  
 [Symbol] - Cortina de injeções

FIGURA III. 10 - UHE TUCURUÍ - BARRAGEM DE GRAVIDADE - BLOCO 2  
 SEÇÃO TRANSVERSAL - ESQUEMA DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS

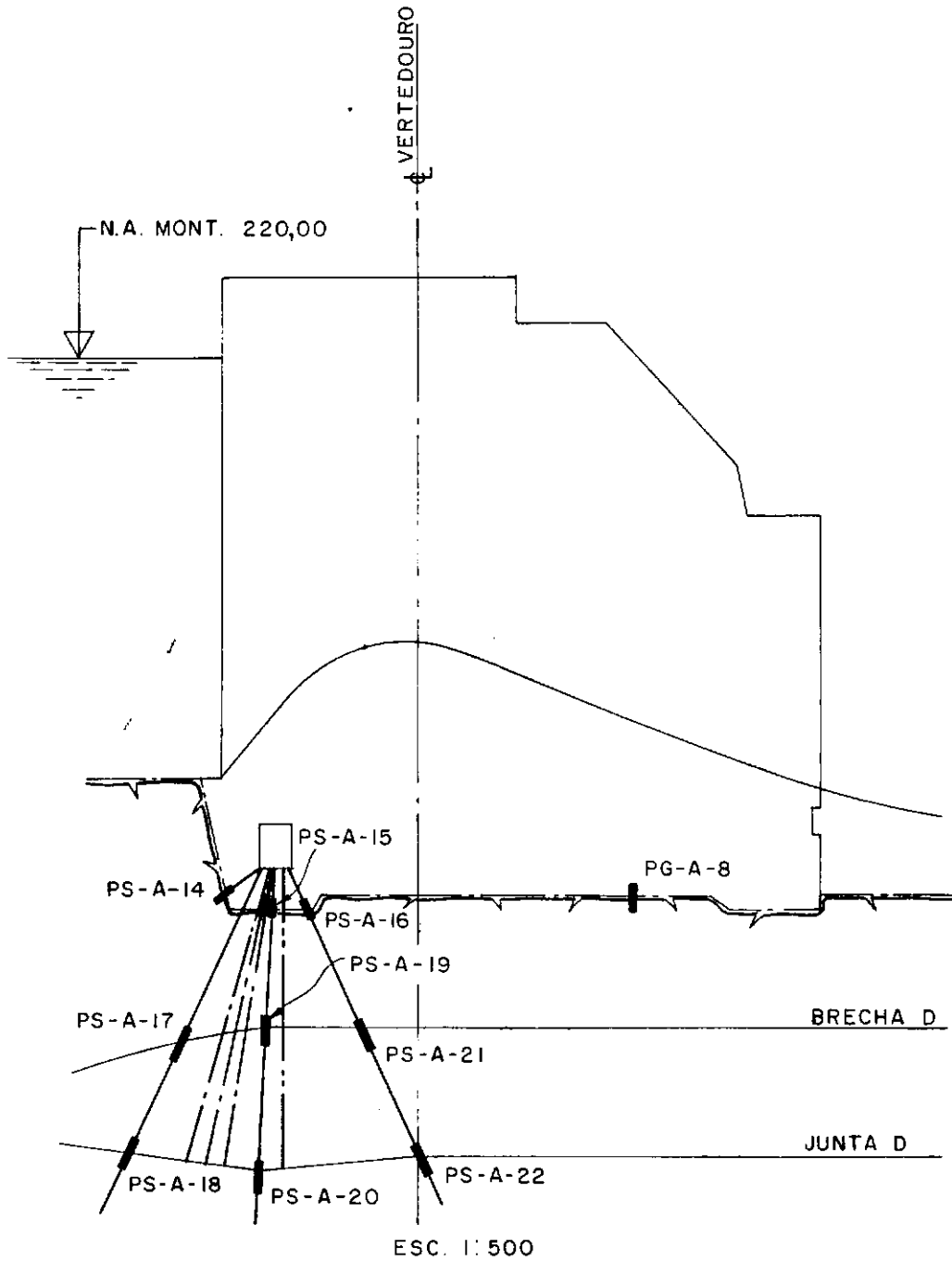


**LEGENDA:**

PMTD - Piezômetro de contato  
 PZ - Piezômetro múltiplo de fundação  
 F1 - Falha do sistema F1  
 AC - Acamamento  
 MR - Metassedimento rítmico

Caixa de falha  
 Rocha muito fraturada  
 Posição da câmara piezométrica  
 Cortina de injeções  
 Linha de drenagem

FIGURA III.11 - UHE TUCURUÍ - MURO DE TRANSIÇÃO DIREITO - BLOCO 2  
 SEÇÕES TRANSVERSAIS - ESQUEMA DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS



LEGENDA:




-  POSIÇÃO DA CAMARA PIEZOMÉTRICA
-  CORTINA DE INJEÇÕES
-  LINHA DE DRENAGEM

FIG. III.12 - U.H.E. ITAIPU - VERTEDOURO - BLOCO A7  
SEÇÃO TRANSVERSAL - ESQUEMA DE INSTALAÇÃO  
DOS PIEZÔMETROS

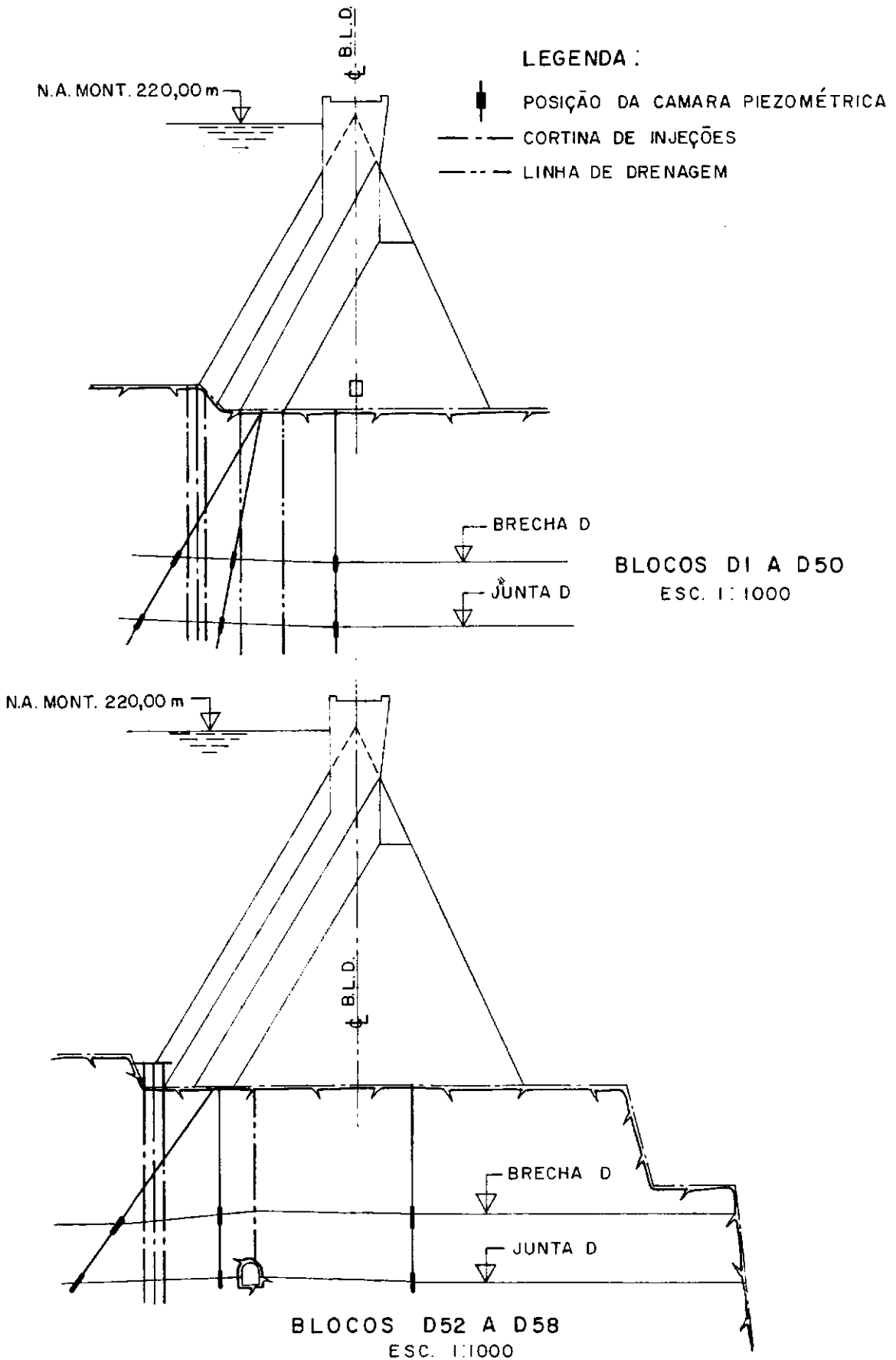
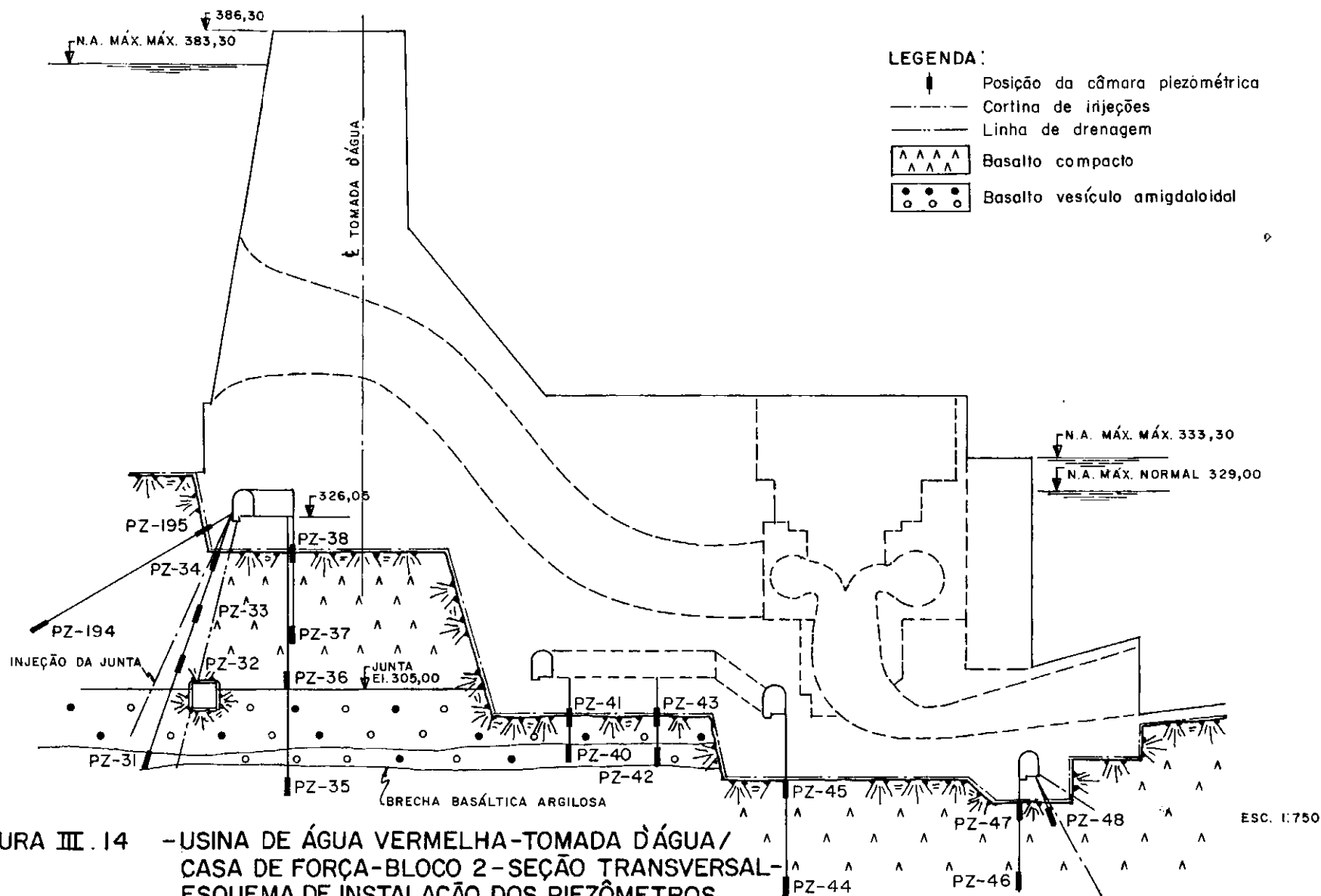


FIG. III.13 - U.H.E. ITAIPU - BARRAGEM LATERAL DIREITA - SEÇÕES TRANSVERSAIS TÍPICAS - ESQUEMA DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS



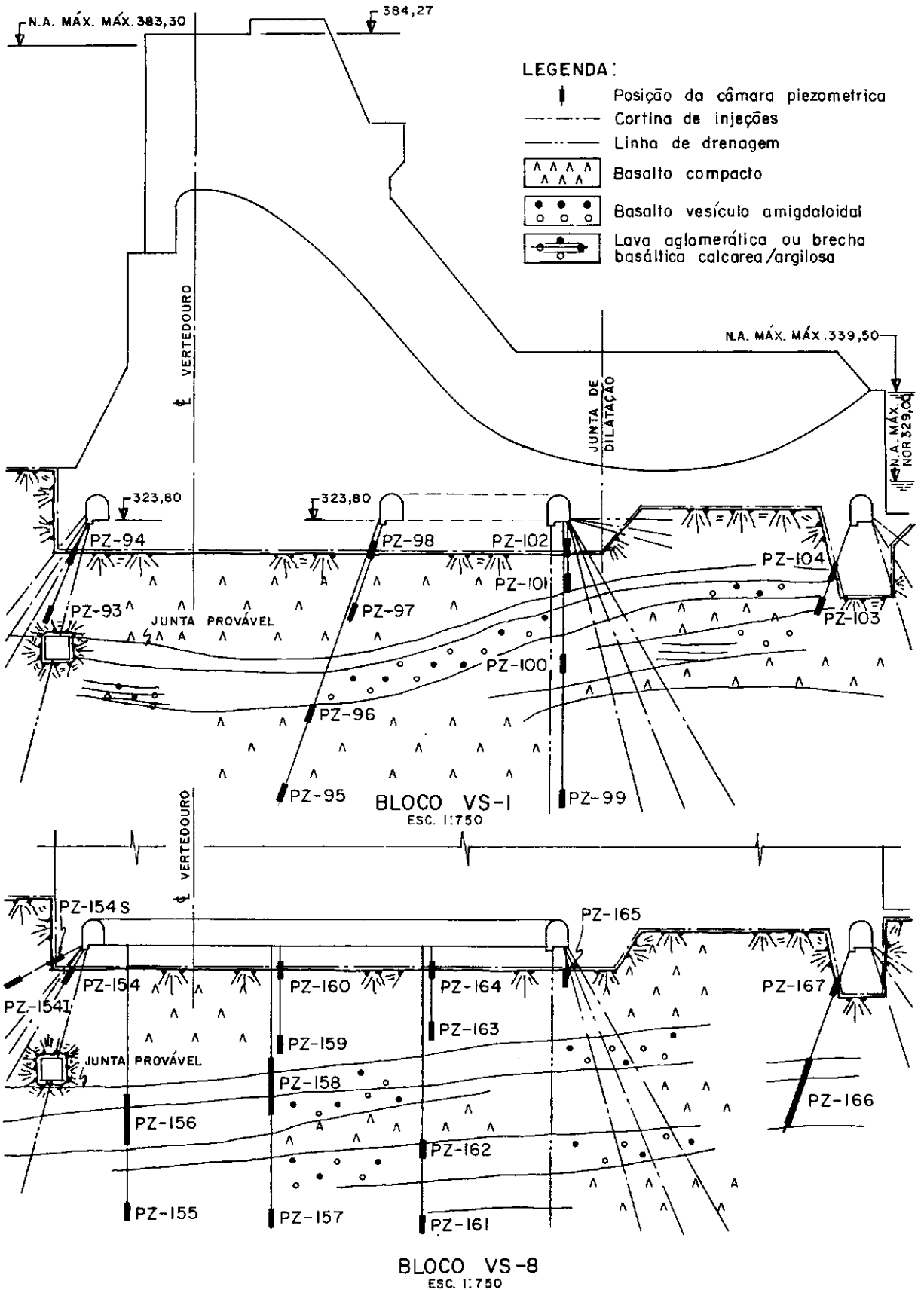
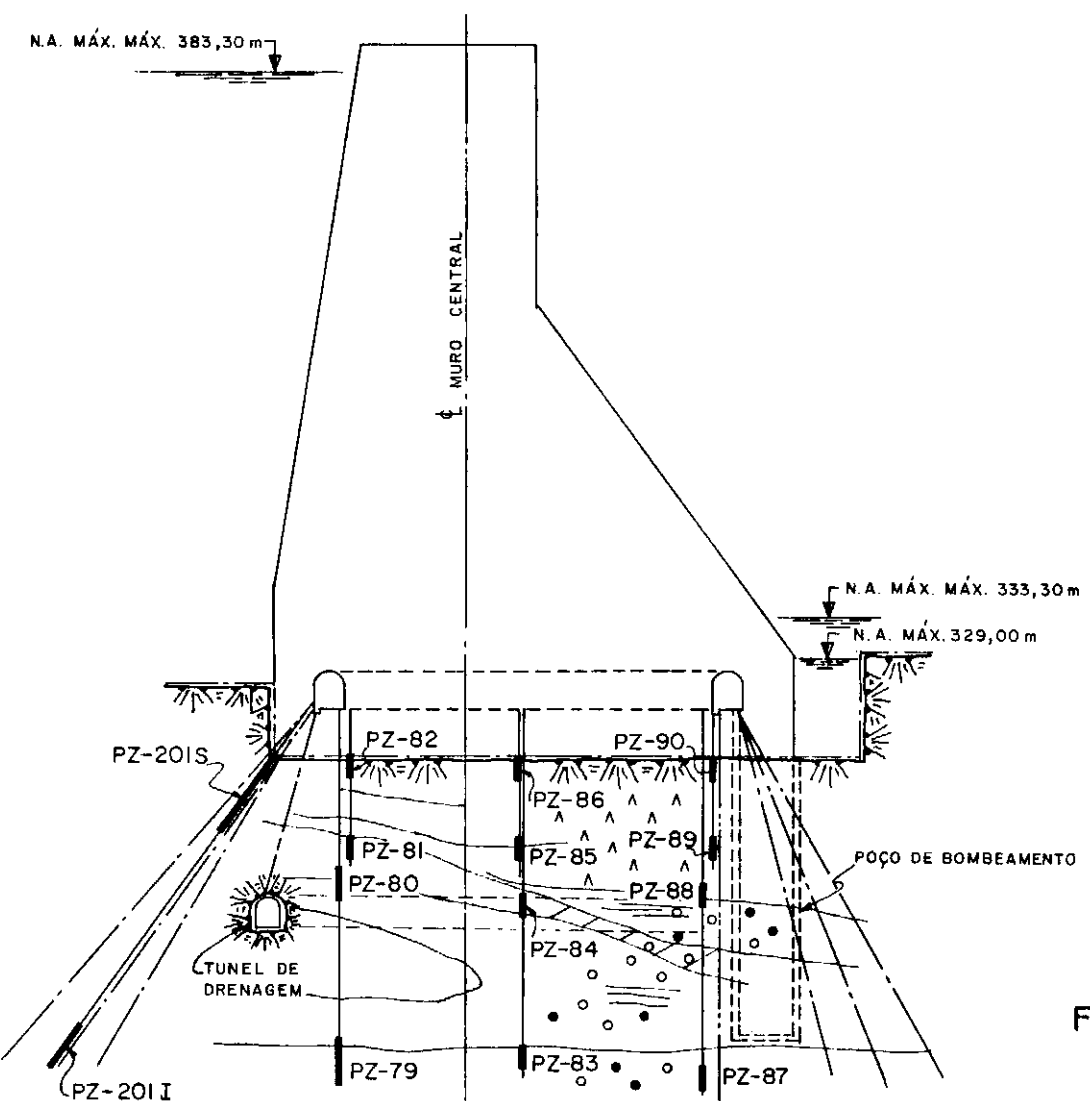


FIGURA III. 15 - USINA ÁGUA VERMELHA - VERTEDOIRO  
SEÇÕES TRANSVERSAIS  
ESQUEMA DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS



LEGENDA:

- Posição da câmara piezométrica
- Linha de drenagem
- Cortina de injeções
- Basalto compacto
- Basalto vesículo-amigdaloidal
- Lava aglomerática ou brecha basáltica cacárea
- Brecha basáltica argilosa

FIGURA III. 16- UHE-ÁGUA VERMELHA-MURO CENTRAL-BLOCO MC- 2- SEÇÃO TRANSVERSAL ESQUEMA DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS



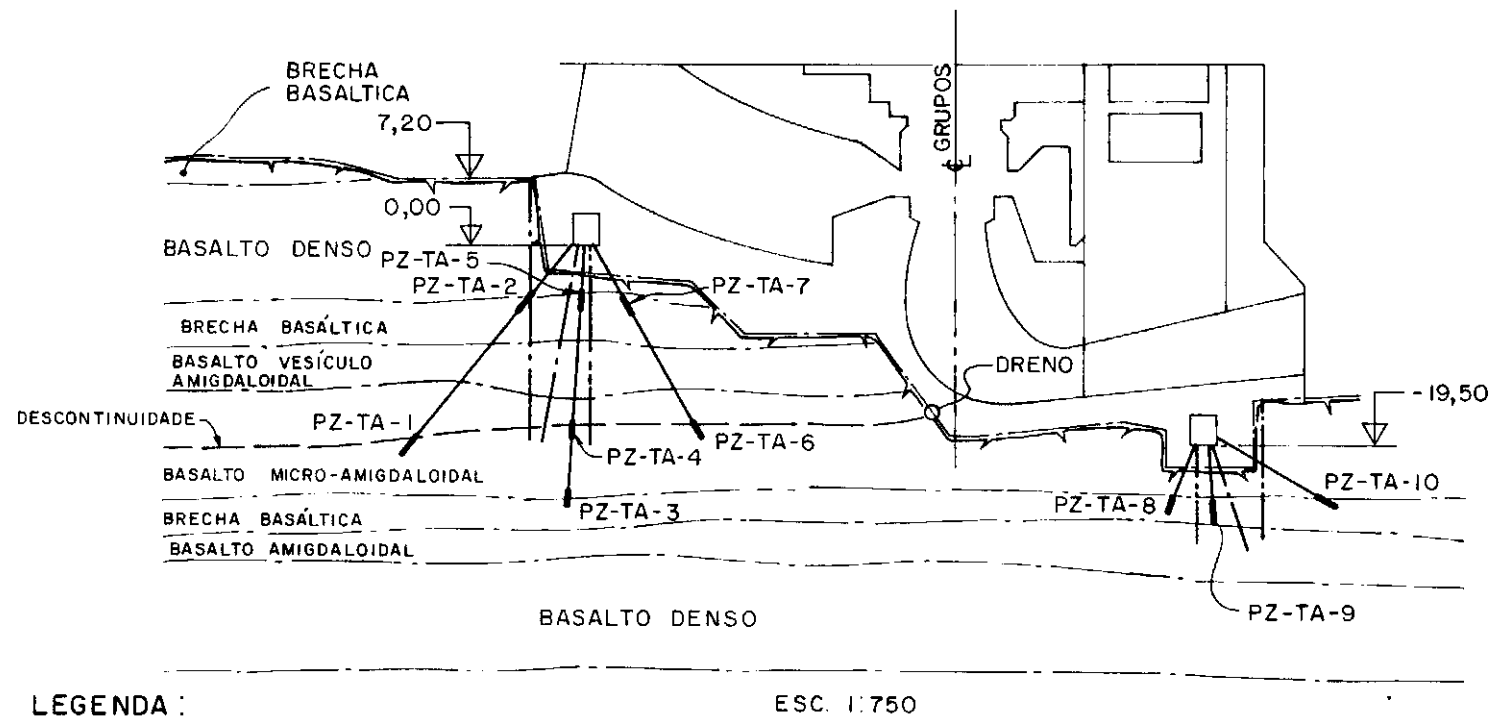


FIG. III. 17 - U.H.E. PALMAR - TOMADA D'ÁGUA / CASA DE FORÇA - BLOCO II  
SEÇÃO TRANSVERSAL - ESQUEMA DE INSTALAÇÃO DOS PIEZÔMETROS

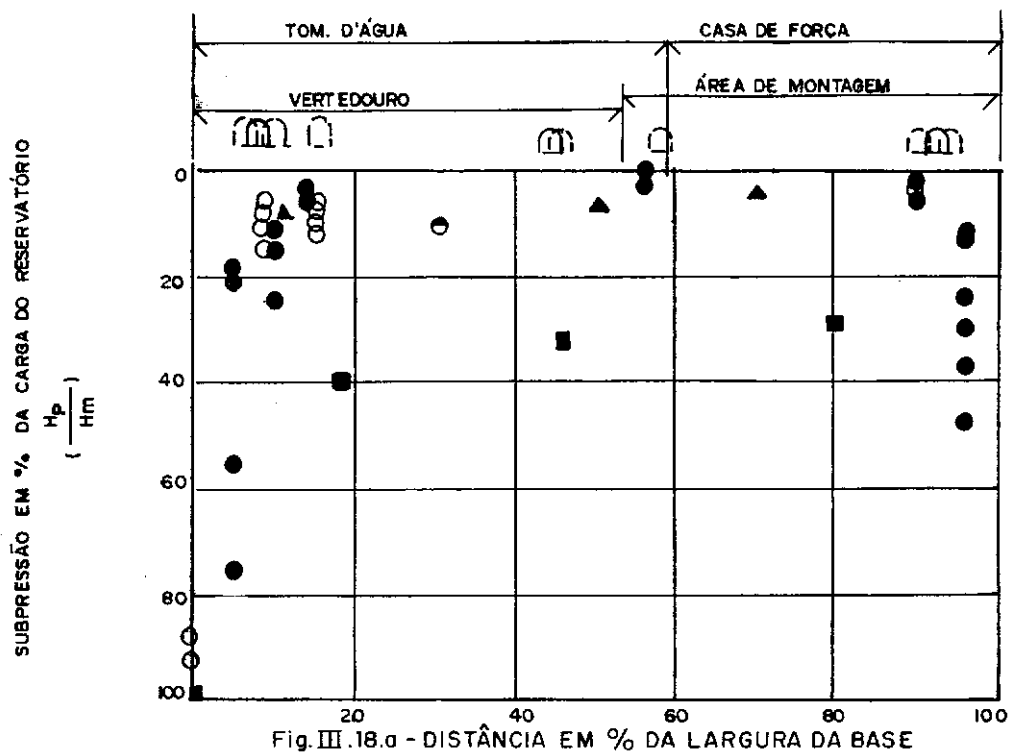


Fig. III.18.a - DISTÂNCIA EM % DA LARGURA DA BASE

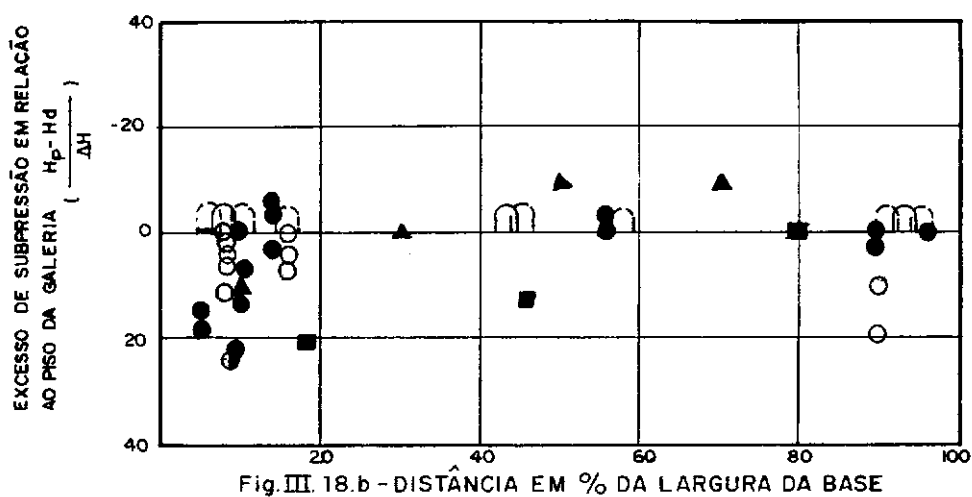


Fig. III.18.b - DISTÂNCIA EM % DA LARGURA DA BASE

## LEGENDA:

- ILHA SOLTEIRA
- ILHA SOLTEIRA
- ▲ JUPIÁ
- BARRA BONITA

FIGURA III.18 - SUBPRESSÕES NA BASE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO COM MAIS DE UMA GALERIA

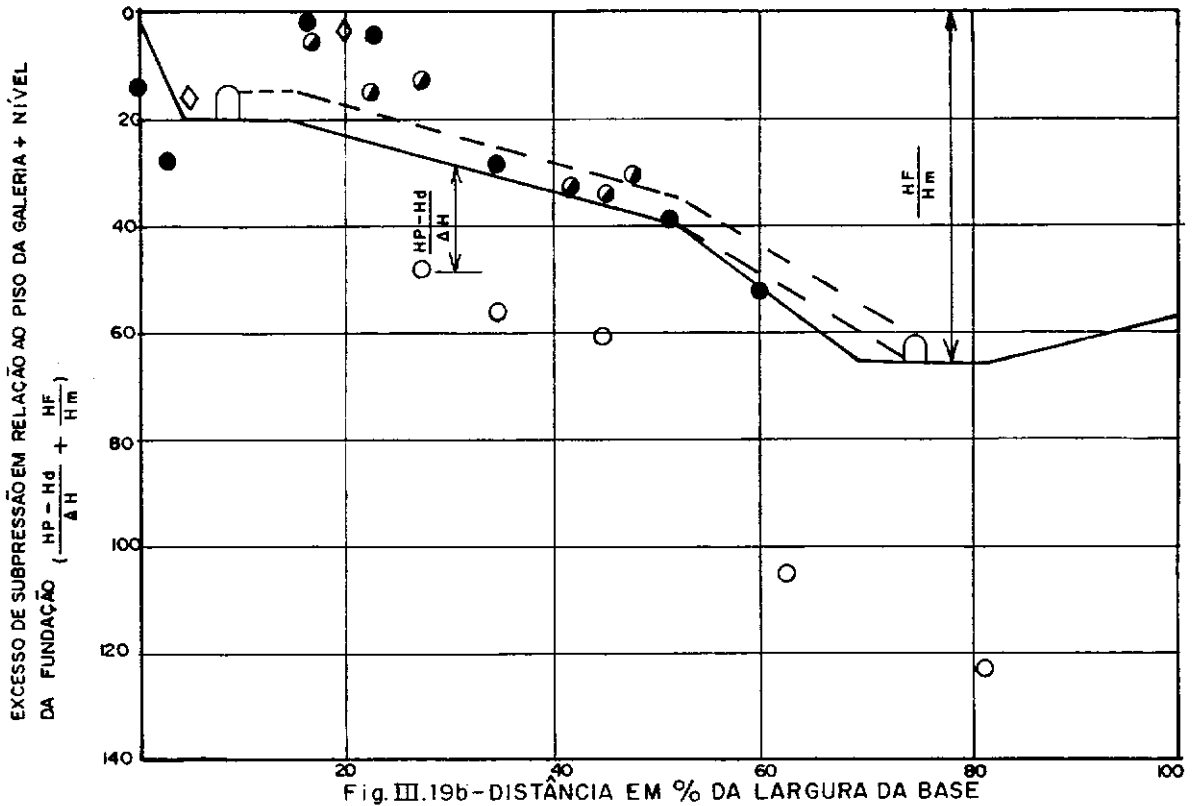
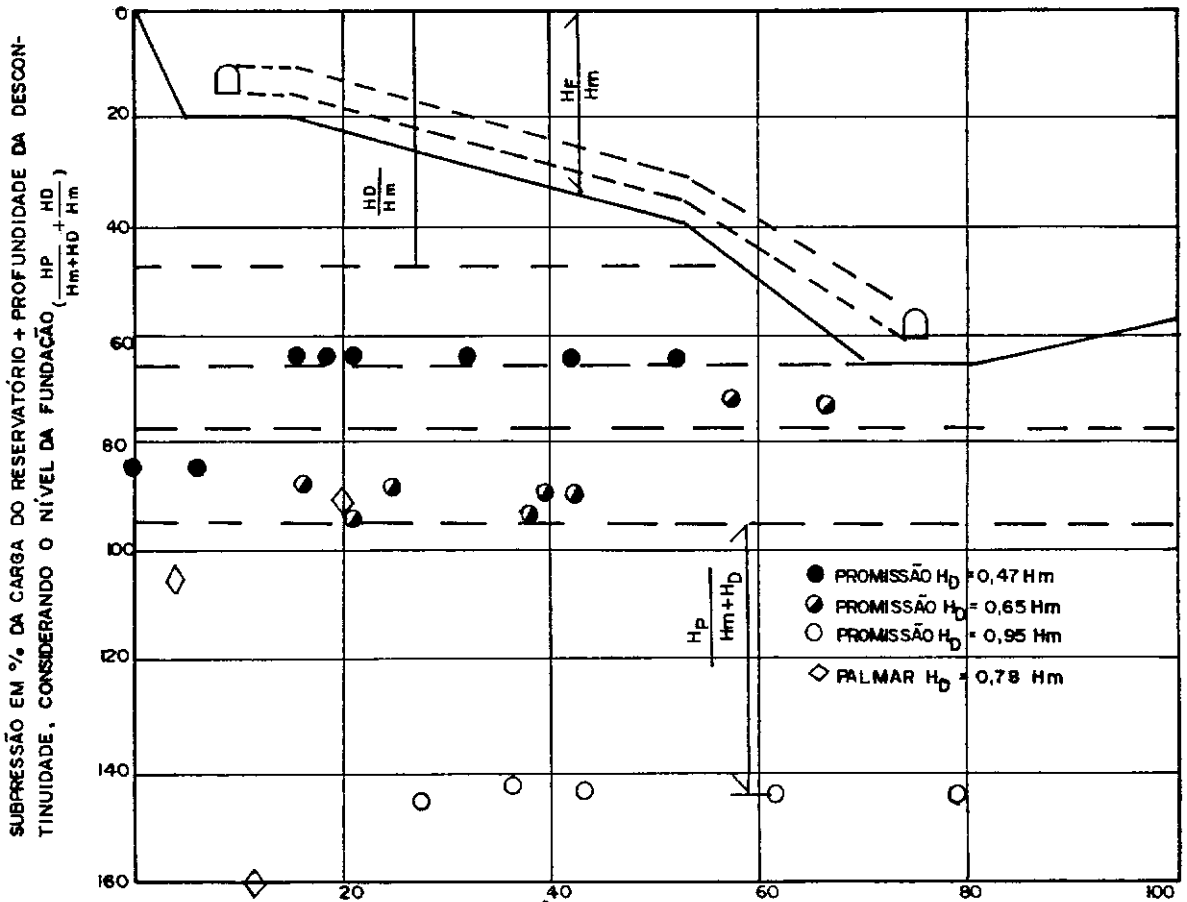


FIGURA III. 19 - SUBPRESSÕES EM DESCONTINUIDADES NA FUNDAÇÃO DE ESTR. DE CONCRETO COM  $B=2,0H$  E FUNDAÇÃO EM DIFERENTES NÍVEIS. (TOMADA D'ÁGUA/CASA DE FORÇA)

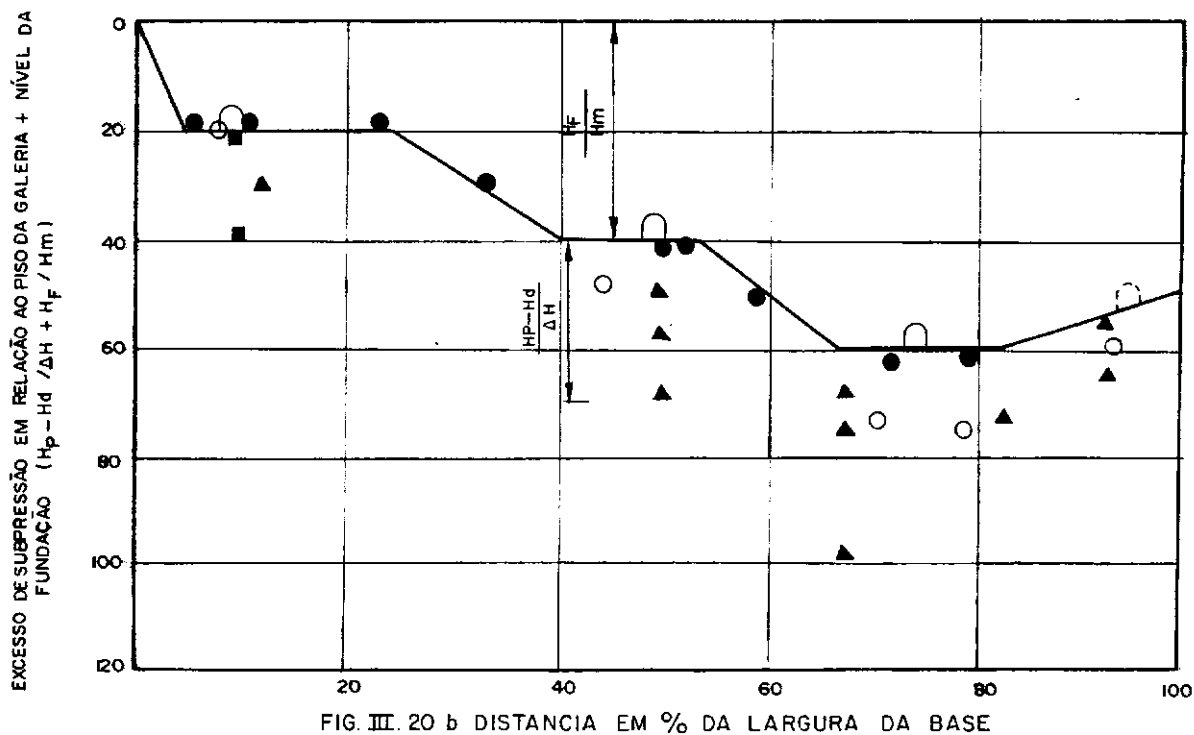
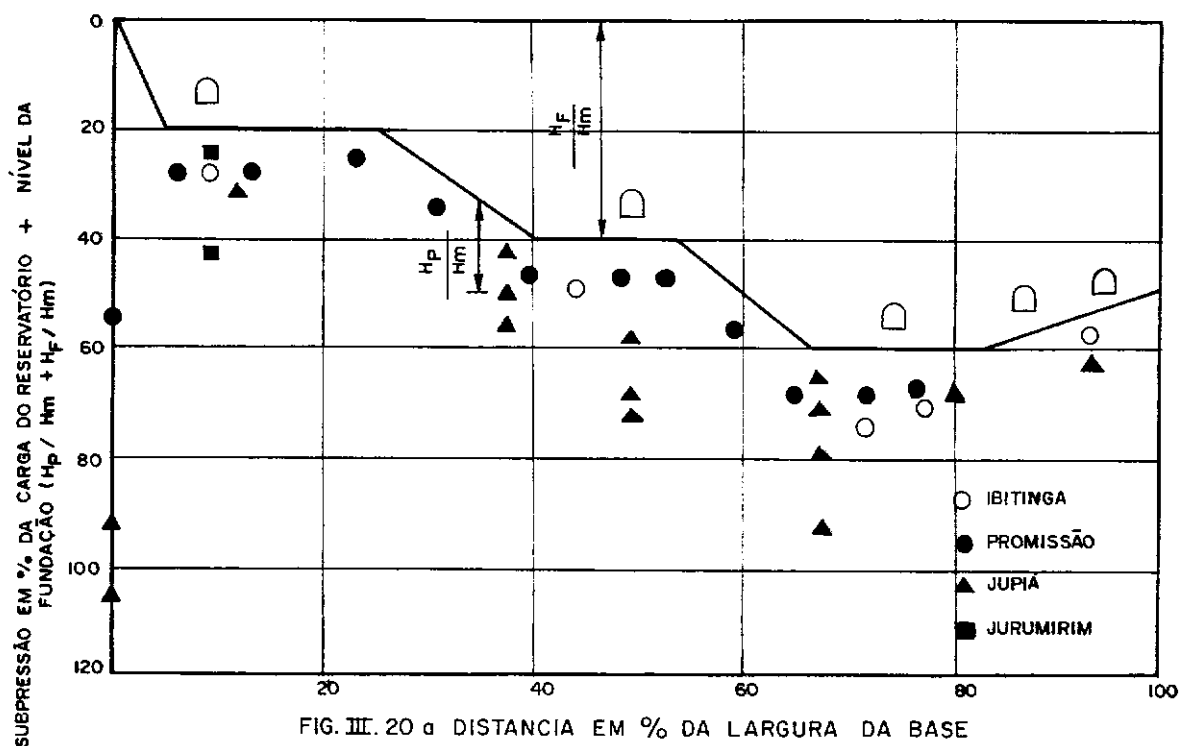


FIGURA III. 20 - SUBPRESSÕES NA BASE<sup>3</sup> DE ESTRUTURAS DE CONCRETO COM  $B=1,8H$  (TOMADA D'ÁGUA E CASA DE FORÇA) COM FUNDAÇÃO EM DIFERENTES NÍVEIS

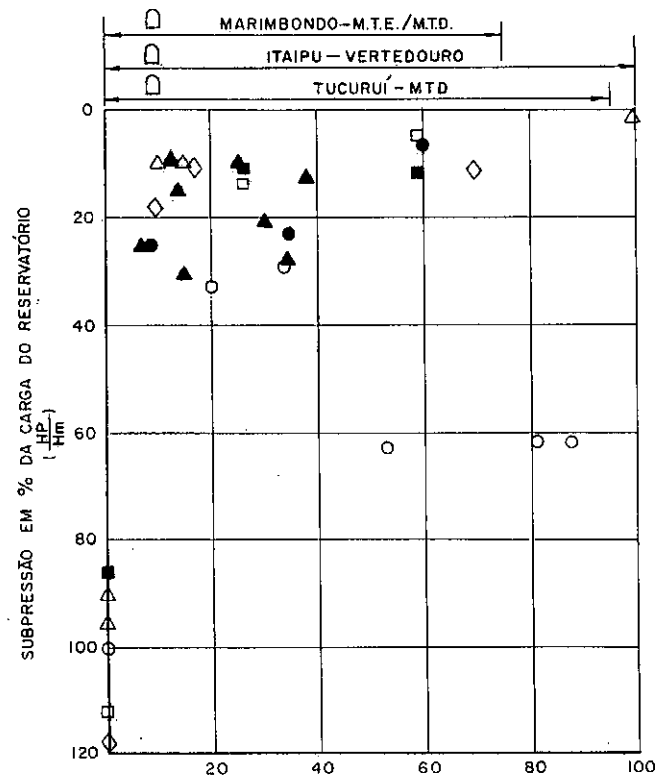


FIG. III.21 a DISTÂNCIA EM % DA LARGURA DA BASE

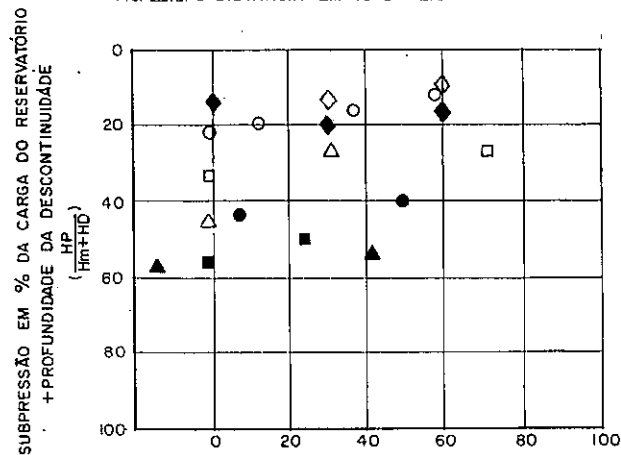


FIG. III.21 c DISTÂNCIA EM % DA LARGURA DA BASE

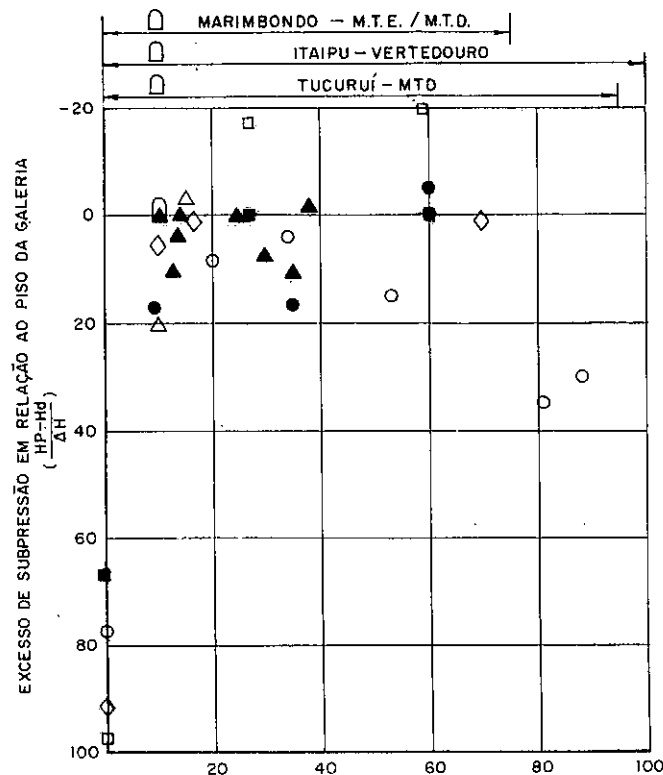


FIG. III.21 b DISTÂNCIA EM % DA LARGURA DA BASE

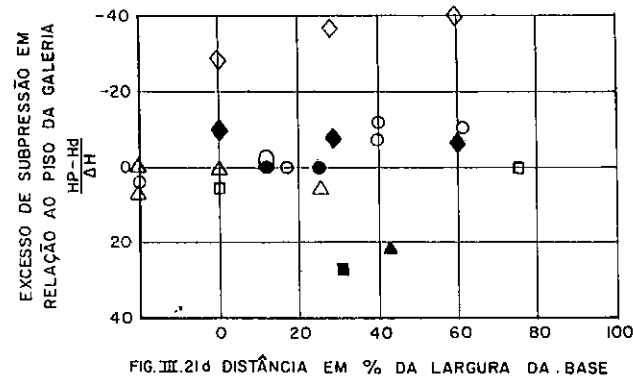


FIG. III.21 d DISTÂNCIA EM % DA LARGURA DA BASE

LEGENDA: Figs. III. 21 a / III. 21 b

- Tucuruí - MTD
- ◇ Itaipu - Vertedouro
- Marimbondo - MTE
- Marimbondo - MTD
- △ Capivara
- ▲ Ibatinga
- Promissão

NOTAS:

- 1 - As figuras III.21a e III.21b apresentam medições na base das estruturas.
- 2 - As figuras III.21c e III.21d apresentam medições em descontinuidades na fundação.
- 3 - As estruturas apresentam uma galeria de drenagem, a montante.

LEGENDA: Figs. III. 21 c / III. d

- ◇ Marimbondo  $H_D = 0,45$  Hm (MTE)
- ◆ Marimbondo  $H_D = 0,40$  Hm (MTD)
- Capivara  $H_D = 0,70$  Hm
- Ibatinga  $H_D = 0,43$  Hm
- △ Ibatinga  $H_D = 0,26$  Hm
- ▲ Ibatinga  $H_D = 0,67$  Hm
- Promissão  $H_D = 0,16$  Hm

FIGURA III: 21

ESTRUTURAS DE CONCRETO COM  
B = 0,7 A 1,0 H - SUBPRESSÕES NA  
BASE E EM DESCONTINUIDADES NA  
FUNDAÇÃO

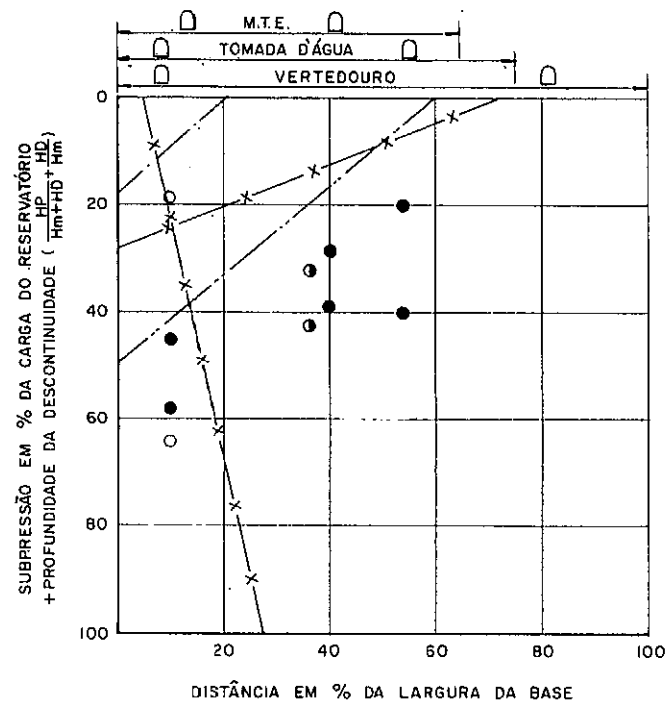


FIG. III. 22 a

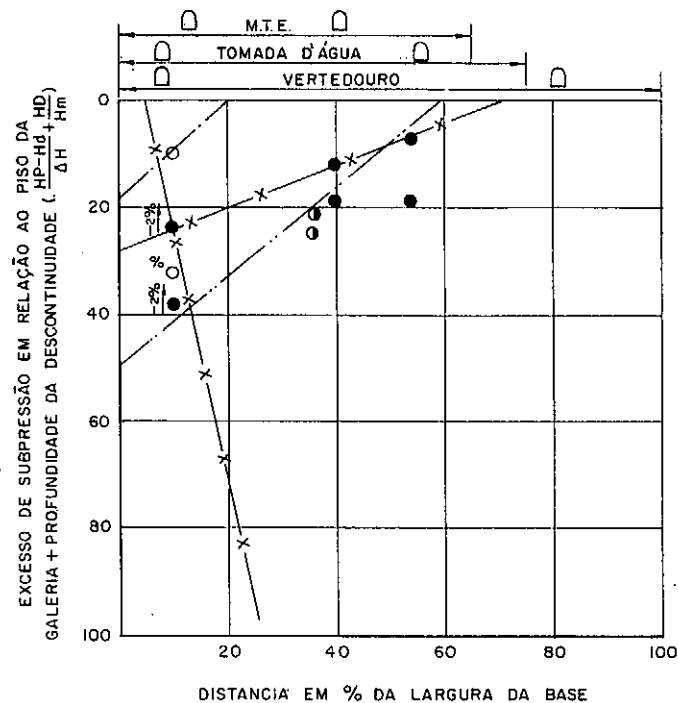
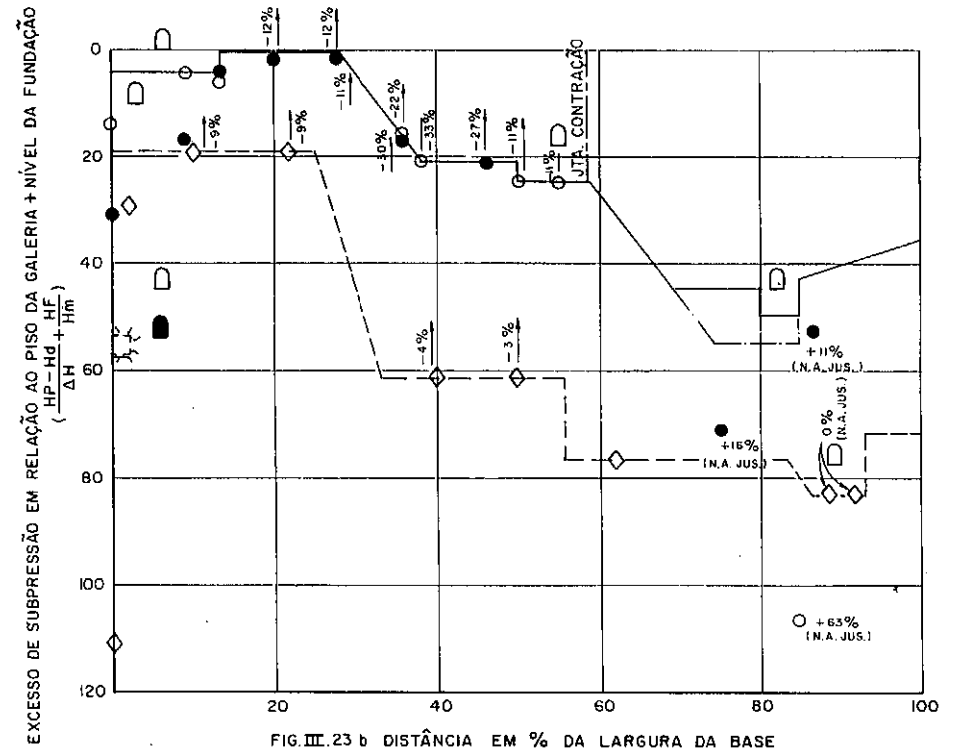
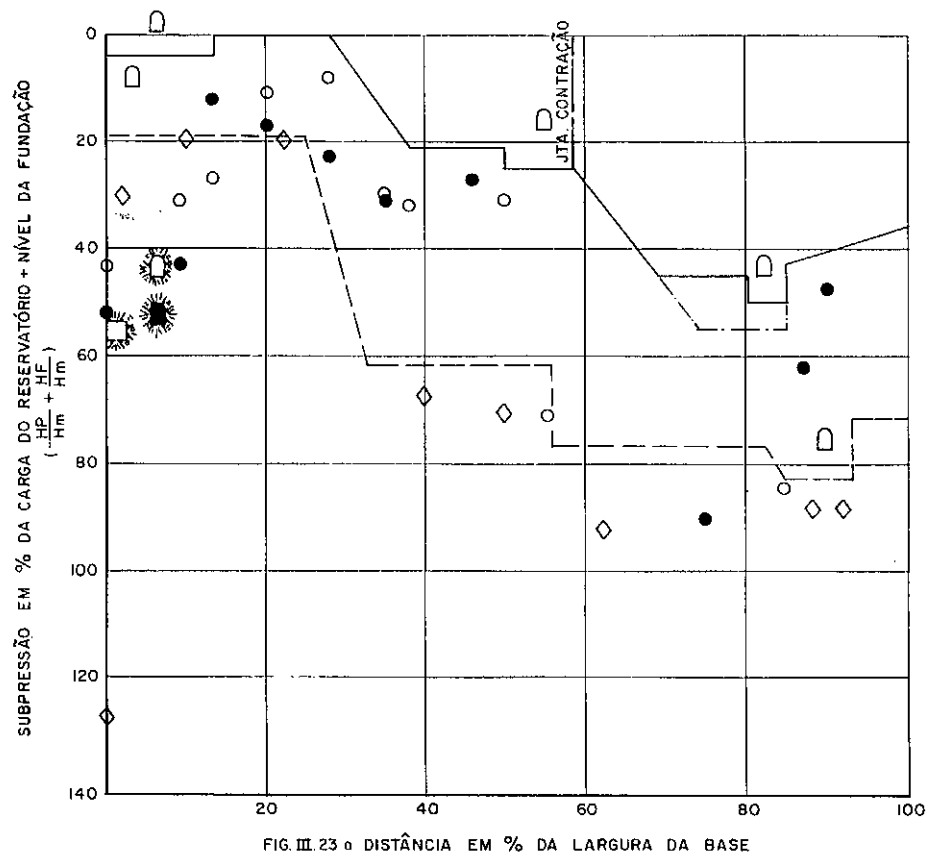


FIG. III. 22 b

## LEGENDA:

- - MTE (bloco 8)
- - Vertedouro (bloco 7)
- - Tomada D'água (bloco 3)
- — Zona cisalhada 1 (Tomada D'água)
- X — Zonas cisalhadas 2/3 (Vertedouro)
- — — Zona cisalhada 1 (MTE)



## LEGENDA:

- Piez. Tucuruí (bloco 2)
- Piez. Tucuruí (bloco II)
- ◇ Piez. Água vermelha
- Fundação T.A./C.F. Tucuruí (bloco 2)
- - - Fundação T.A./C.F. Tucuruí (bloco II)
- Fundação T.A./C.F. Água vermelha
- ☼ Túnel de drenagem T.A./C.F. Tucuruí (bloco 2)
- ☼ Túnel de drenagem T.A./C.F. Tucuruí (bloco II)
- ☼ Túnel de drenagem T.A./C.F. Água vermelha

FIGURA III. 23 - SUBPRESSÕES NA BASE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO COM  $B=1,90H$  (TOMADA D'ÁGUA/CASA DE FORÇA) COM FUNDAÇÃO EM DIFERENTES NÍVEIS

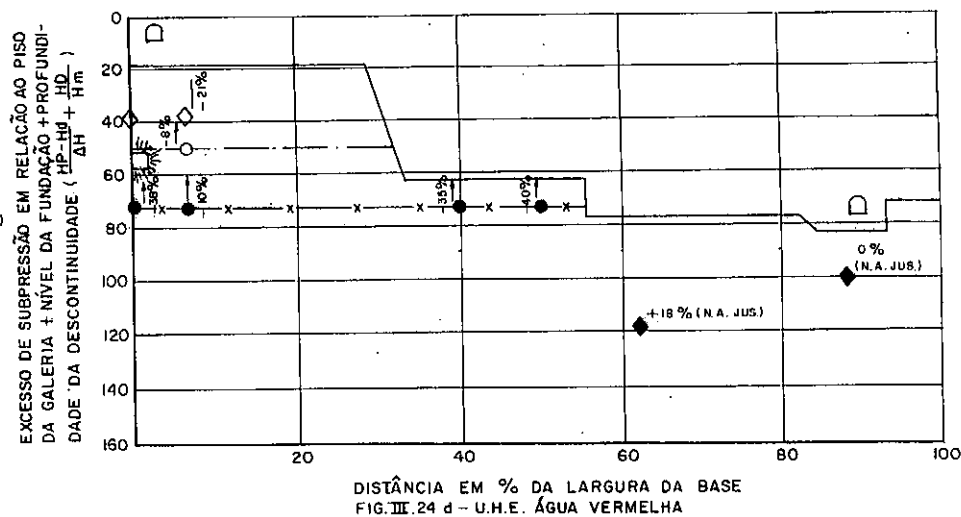
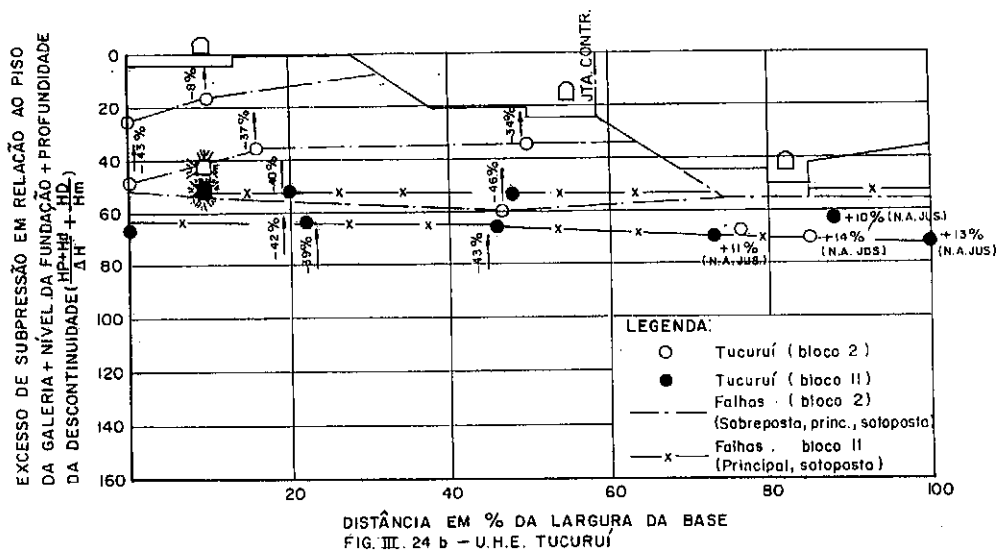
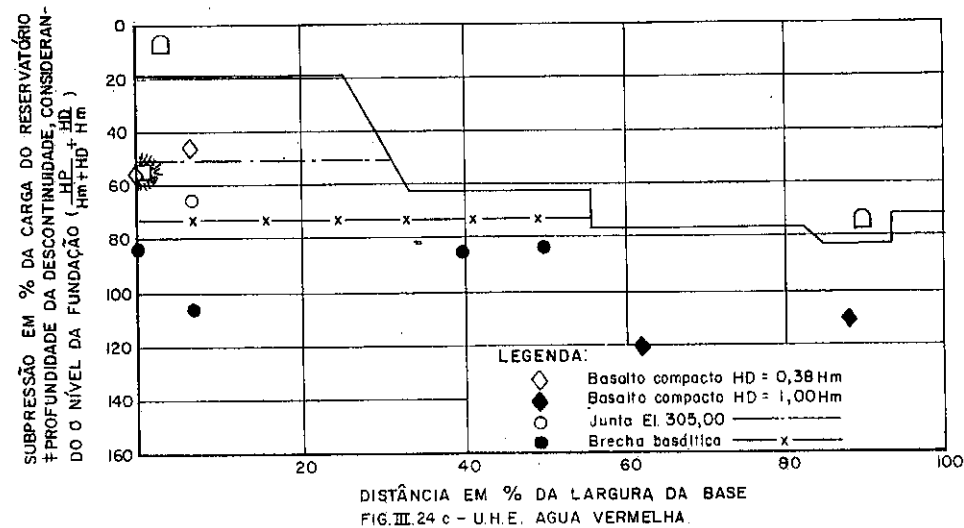
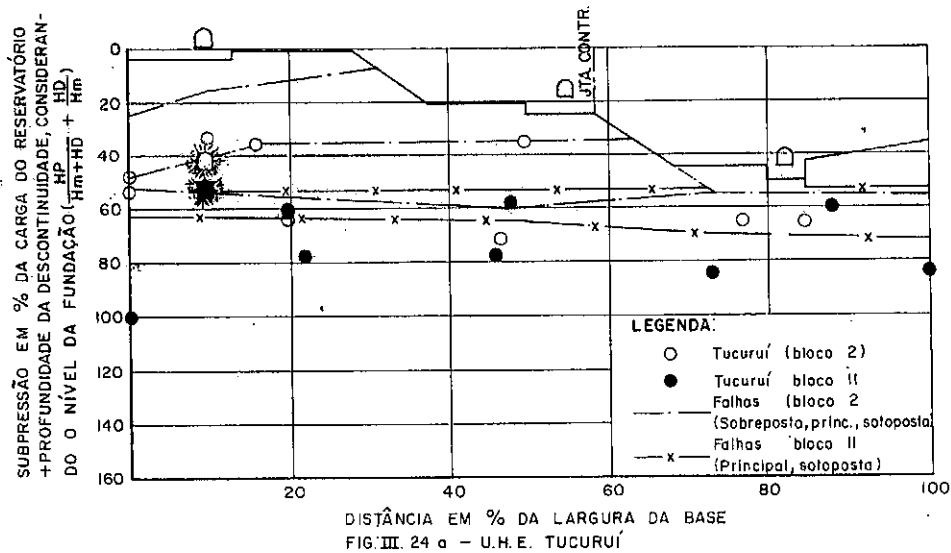
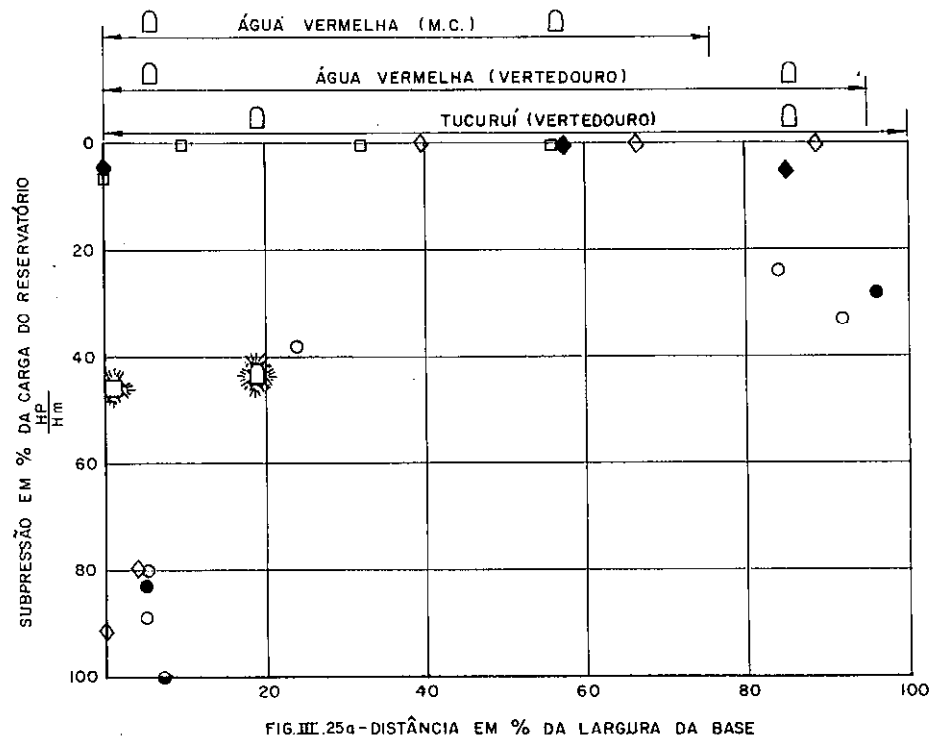


FIGURA. III. 24 - SUBPRESSÕES EM DESCONTINUIDADES NA FUNDAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO COM B = 1,90H (TOMADA D'ÁGUA / CASA DE FORÇA)





## LEGENDA:

- Tucuruí (bloco 18)
- Tucuruí (bloco 12)
- ◐ Tucuruí (bloco 6)
- ◇ Água vermelha (bloco 8)
- ◆ Água vermelha (bloco 1)
- Água vermelha (M.C.)

## NOTAS:

- 1 - O túnel de drenagem está interligado a galeria de montante através de linha de drenos.

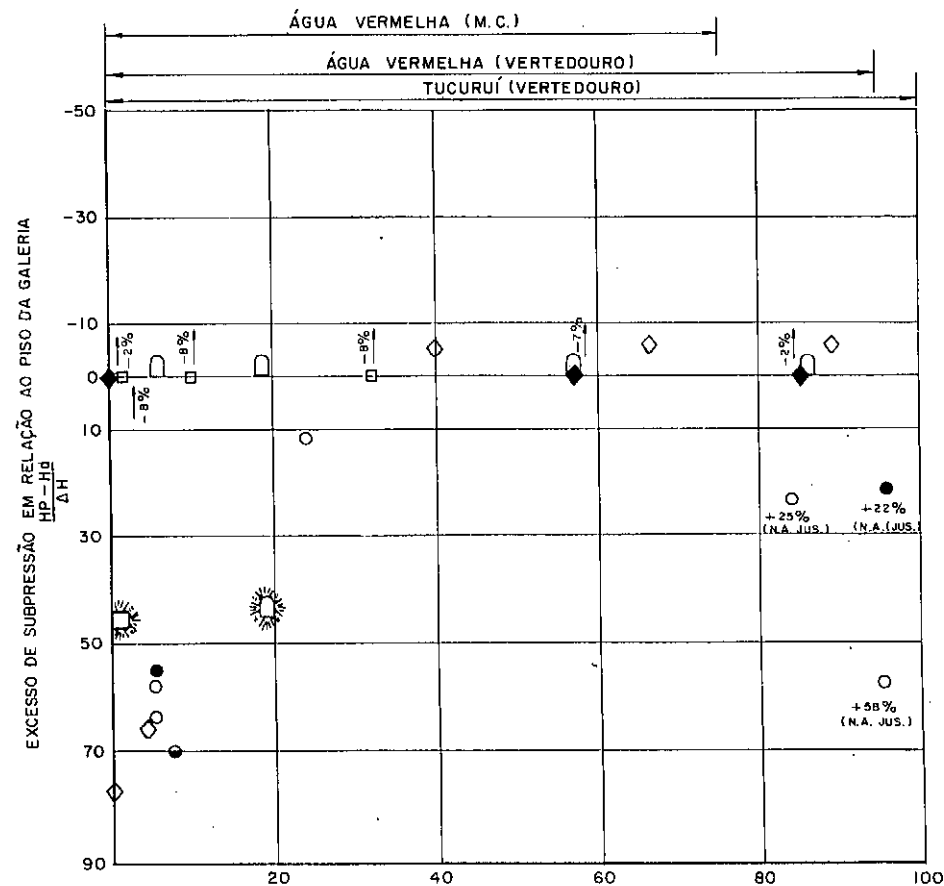


FIGURA. III. 25 - SUBPRESSÕES NA BASE DE ESTRUTURAS DE CONCRETO COM MAIS DE UMA GALERIA DE DRENAGEM E TÚNEL NO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

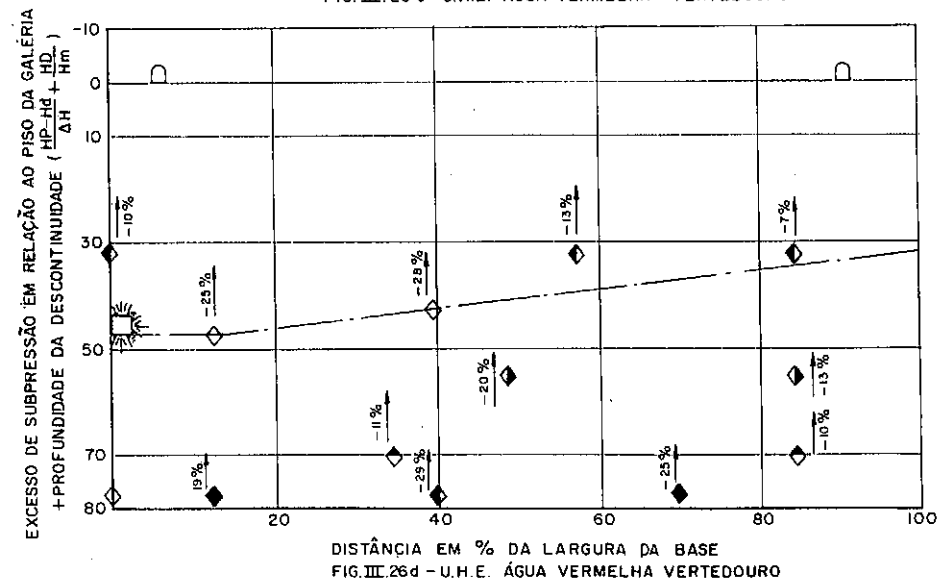
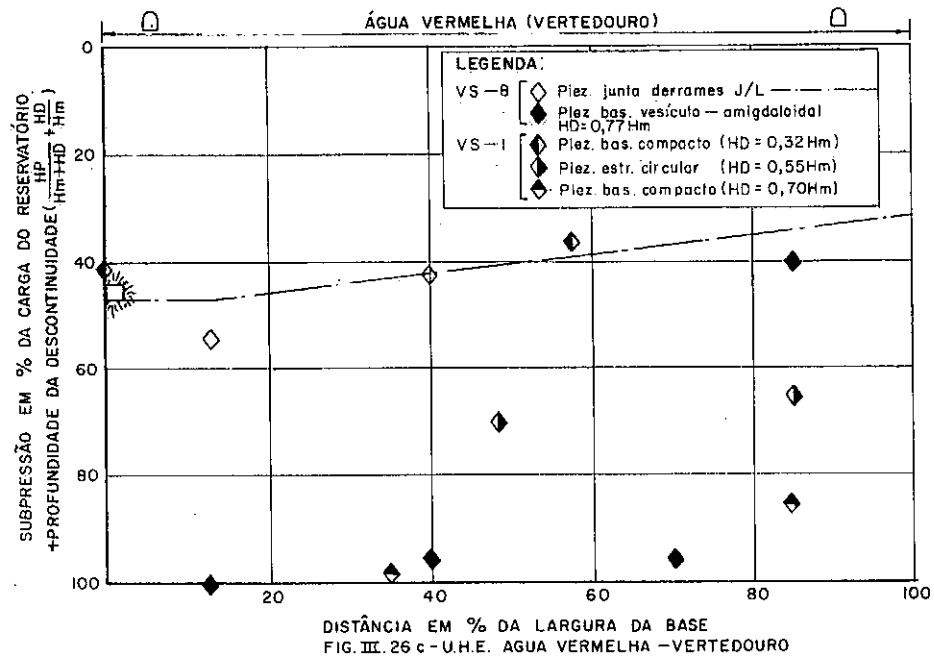
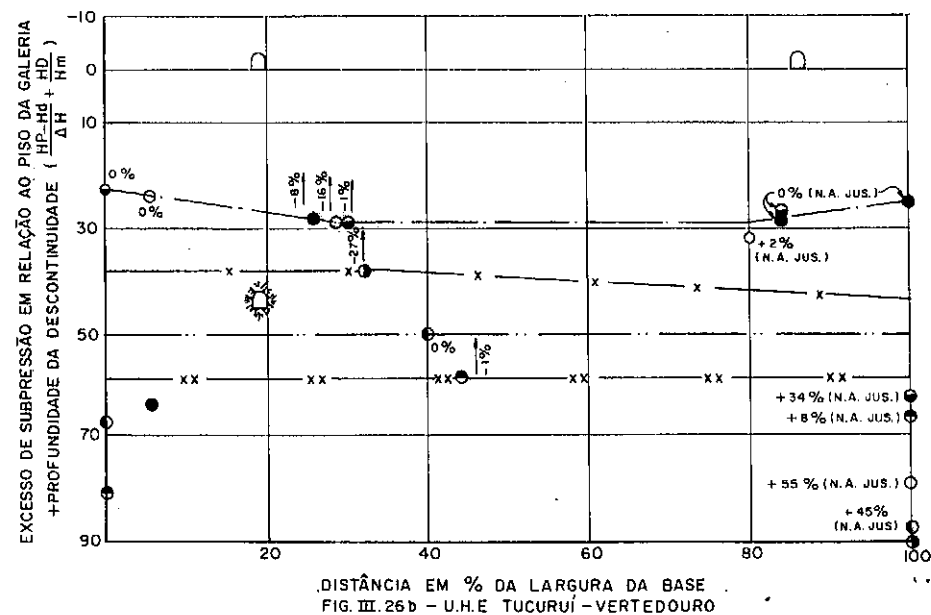
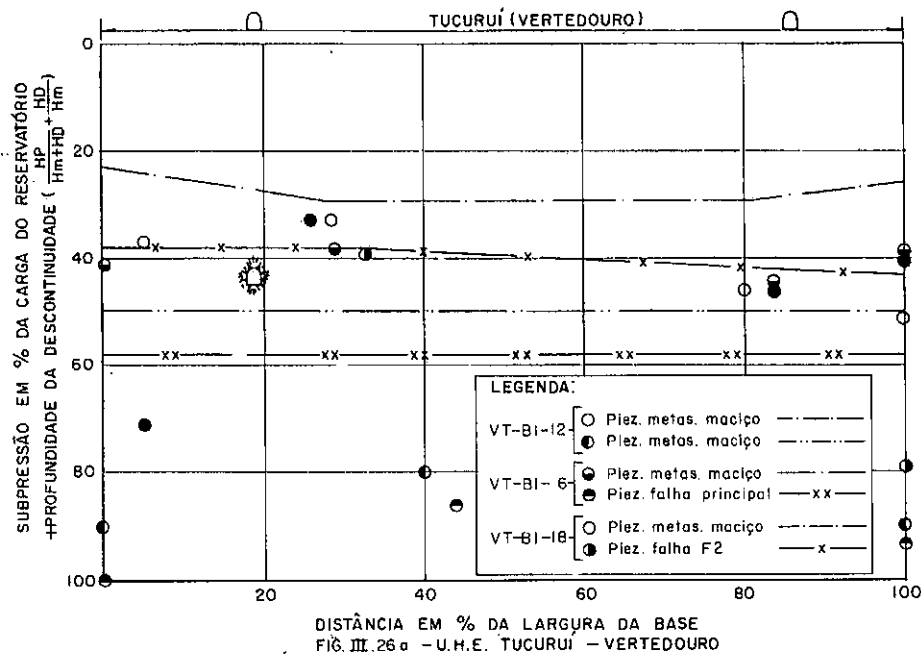


FIGURA. III. 26 - SUBPRESSÕES NO MACIÇO DE FUNDAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO COM MAIS DE UMA GALERIA DE DRENAGEM E TUNEL NO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

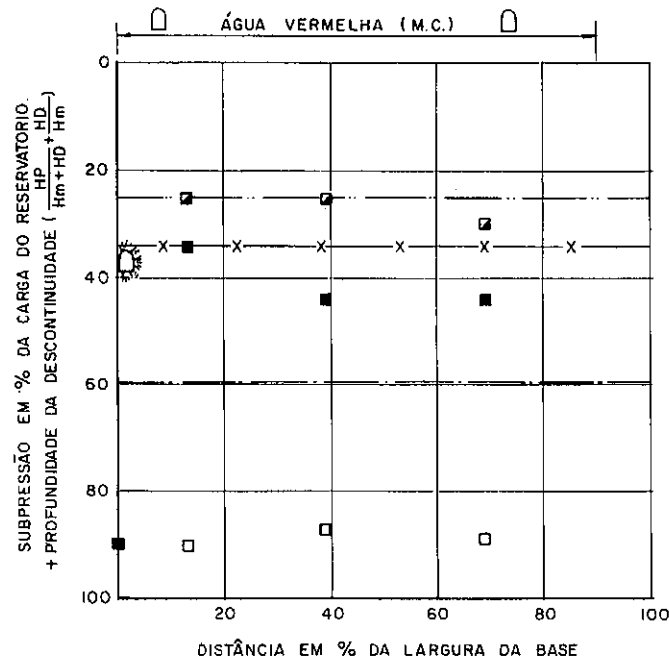


FIG. III. 27 a

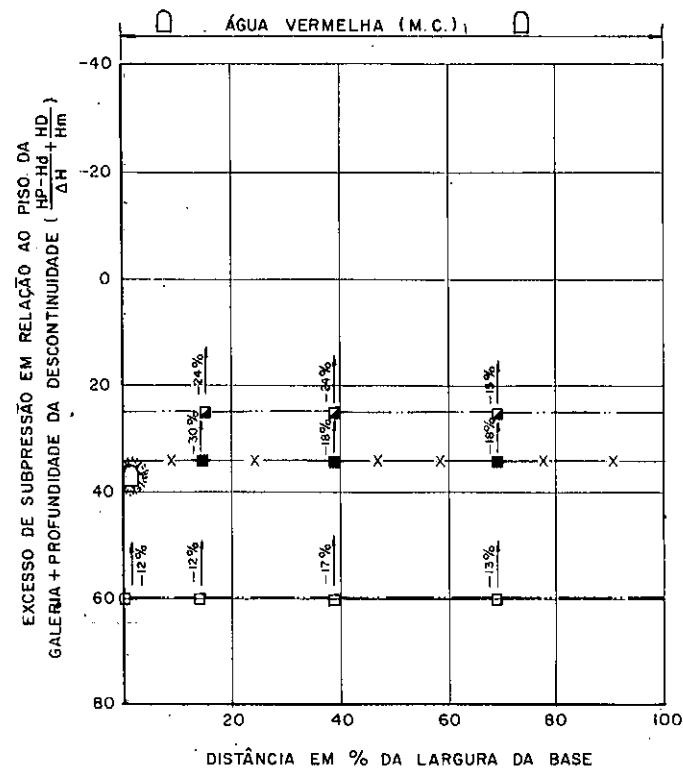


FIG. III. 27 b

## LEGENDA:

- - Piez. em basalto compacto (HD=0,25 Hm) ———
- - Piez. na estr. geol. circular (HD=0,34 Hm) ———
- - Piez. em basalto vesícula amigdaloidal (HD=0,60 Hm) ———

## NOTAS:

- O túnel de drenagem está interligado a galeria de montante através da linha de drenos.

FIGURA III. 27—SUBPRESSÃO NO MACIÇO DE FUNDAÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO COM MAIS DE UMA GALERIA DE DRENAGEM E TÚNEL NO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

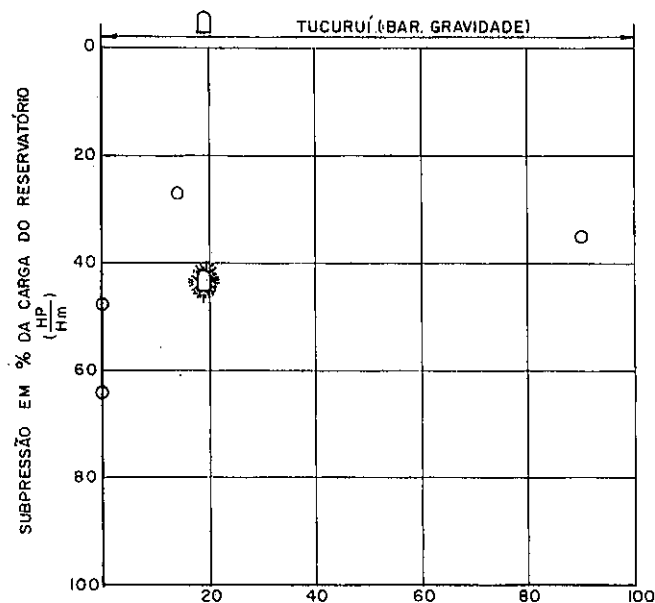


FIG. III.28a DISTÂNCIA EM % DA LARGURA DA BASE

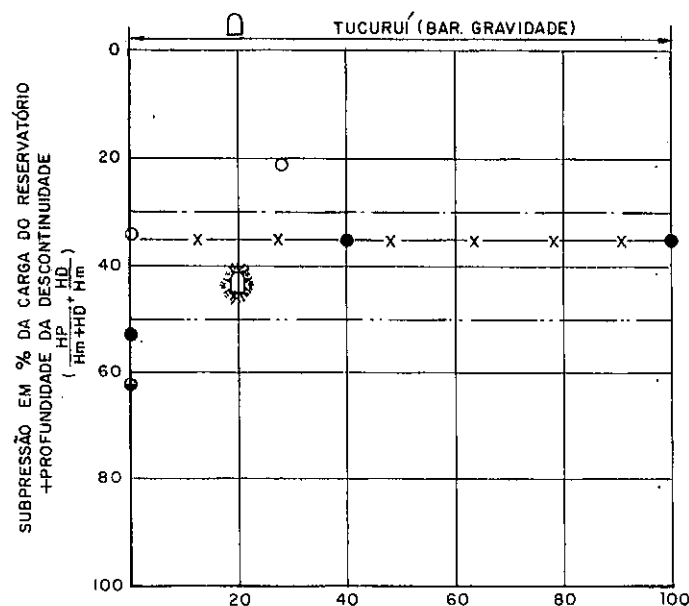


FIG. III.28c DISTÂNCIA EM % DA LARGURA DA BASE

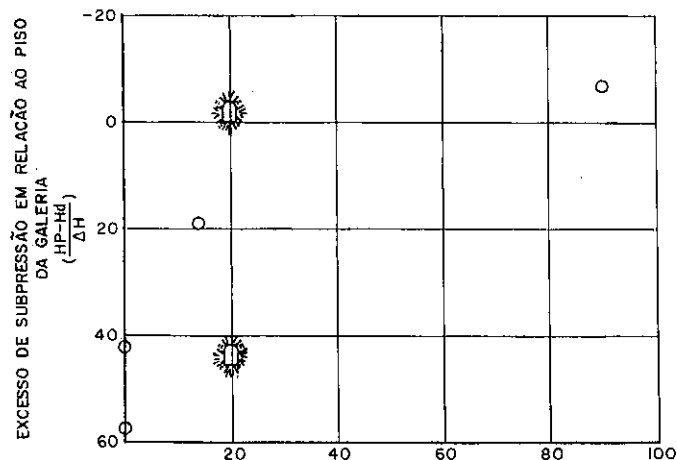


FIG. III.28b DISTÂNCIA EM % DA LARGURA DA BASE

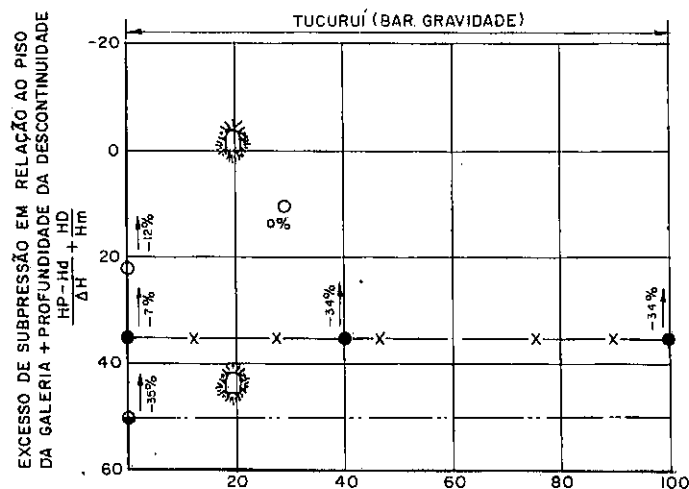


FIG. III.28d DISTÂNCIA EM % DA LARGURA DA BASE

LEGENDA: FIGS. III.28a e III.28b

○ Piezômetro de contato

LEGENDA: FIGS. III.28c e III.28d

○ Piez. em metas. rítmico

● Piez. falha principal

● Piez. falha sotoposta

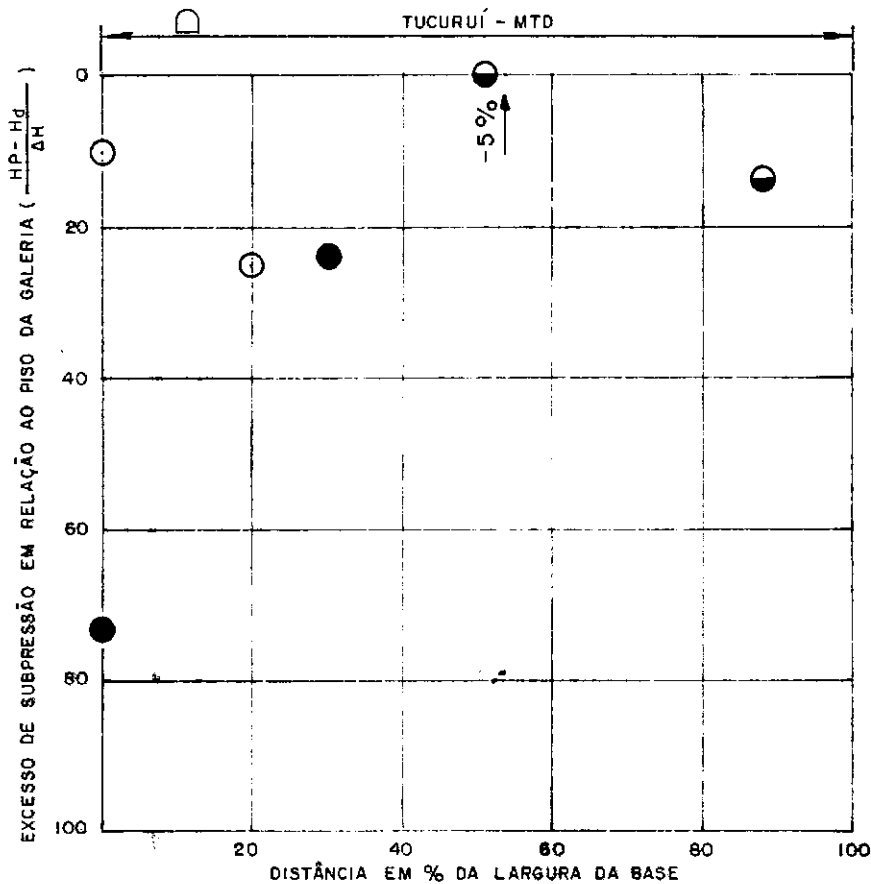
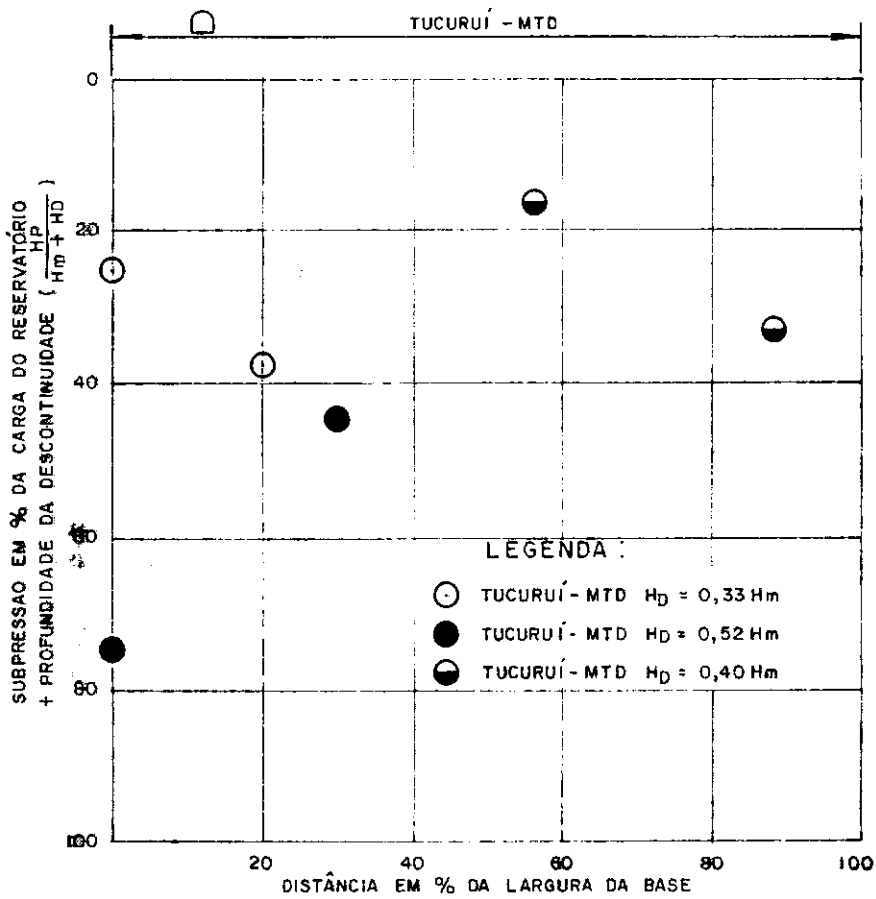
—x— Falha principal

— Falha sotoposta

NOTAS:

- 1 - As figuras III.28a e III.28b apresentam medições na base da estrutura.
- 2 - As figuras III.28c e III.28d apresentam medições em descontinuidades na fundação.
- 3 - A estrutura apresenta uma galeria de drenagem a montante, interligada ao túnel na fundação.

FIGURA. III.28 - UHE TUCURUÍ BARRAGEM DE GRAVIDADE SUBPRESSÕES NO CONTATO E NO MACIÇO DE FUNDAÇÃO



NOTA:

1-O MACIÇO DE FUNDAÇÃO DO M.T.D. NÃO APRESENTA DESCONTINUIDADES SUBHORIZONTAIS.

FIG. III. 29  
UHE TUCURUÍ  
MURO DE TRANSIÇÃO DIREITO -  
SUBPRESSÕES NO MACIÇO DE FUNDAÇÃO

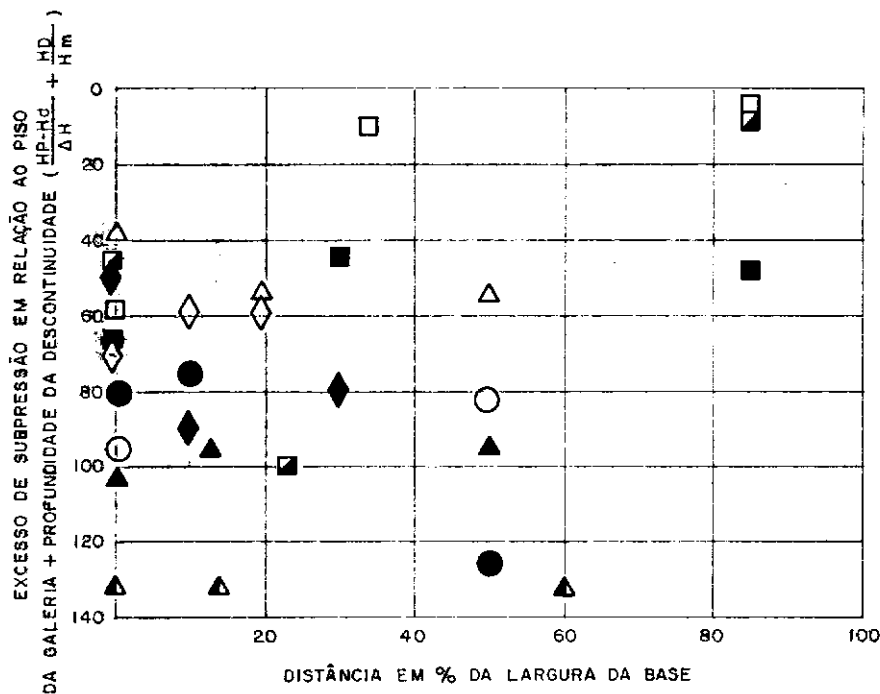
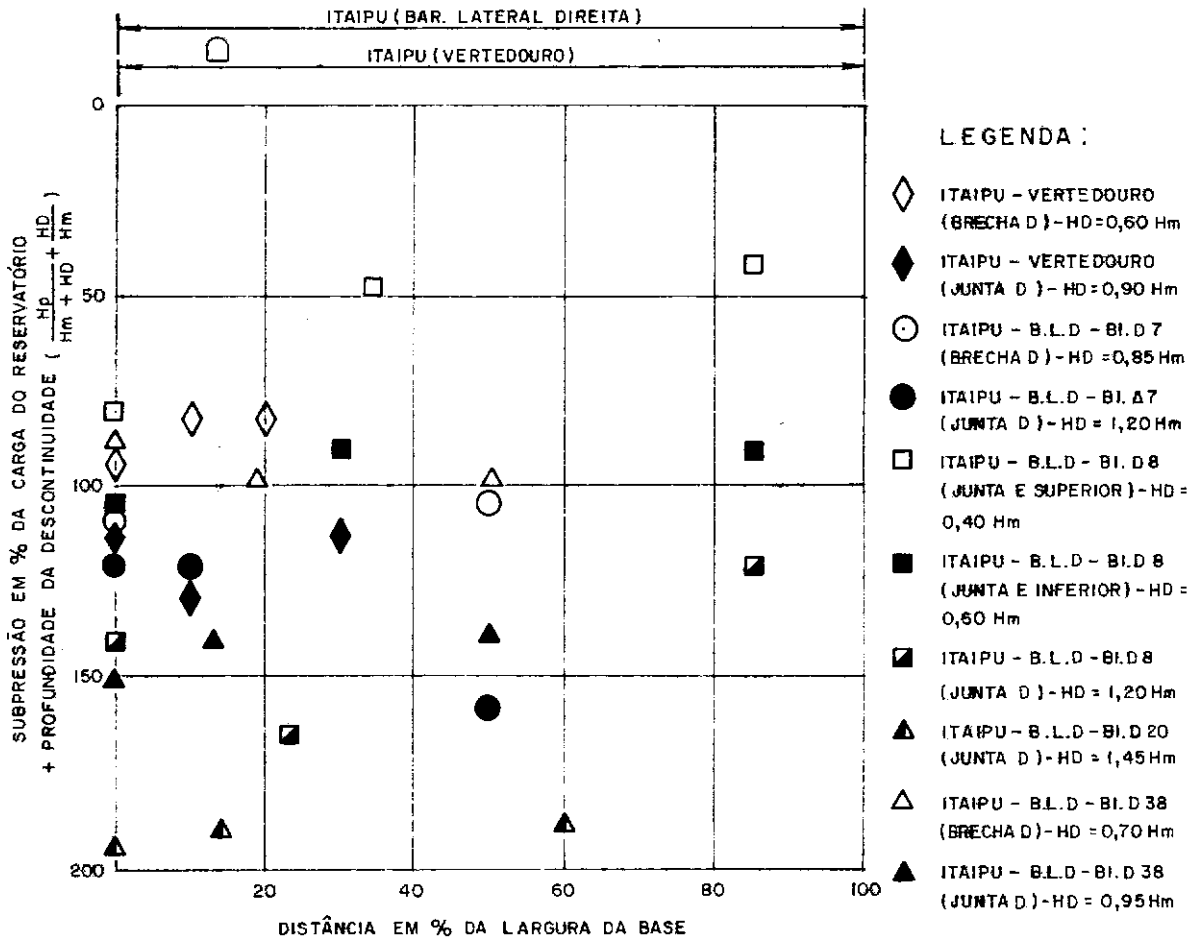
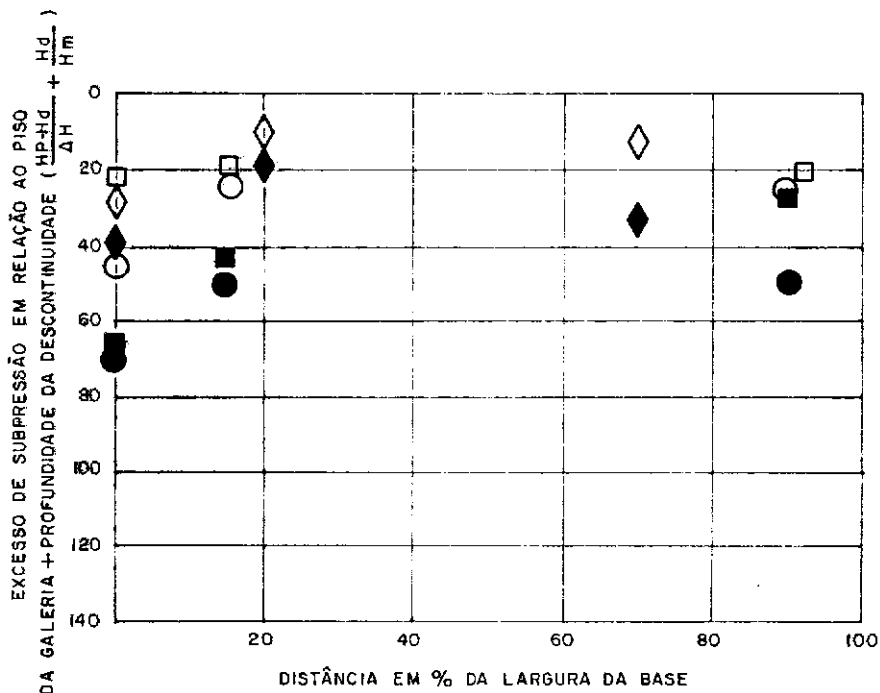
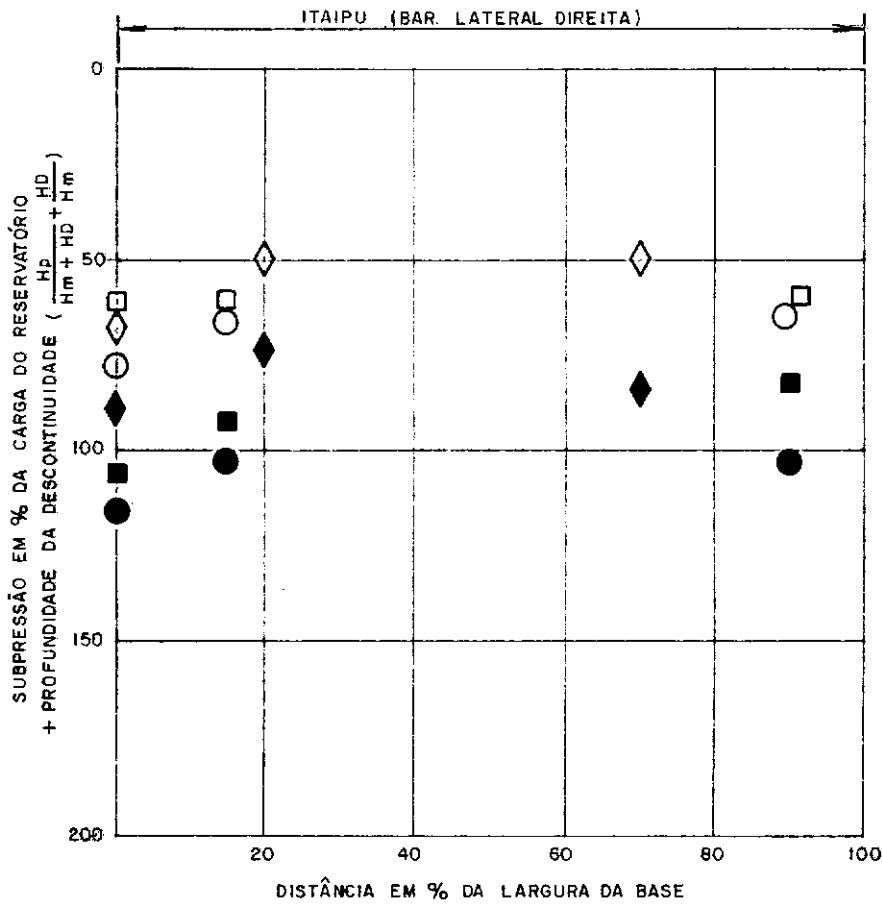


FIG.III.30- UHE ITAIPU - SUBPRESSÕES EM DESCONTINUIDADES ESTRUTURAS COM B=1,0H E GALERIA DE DRENAGEM



## LEGENDA:

- ◇ BL-52 - BRECHA D  
HD=0,50 HM.
- ◆ BL-52 - JUNTA D  
HD=0,70 HM.
- BL-54 - BRECHA D  
HD=0,65 HM
- BL-54 - JUNTA D  
HD=0,90 HM.
- BL-57 - BRECHA D  
HD=0,60 HM
- BL-57 - JUNTA D  
HD=0,75 HM

FIG. III.31 - UHE ITAIPU - BARRAGEM LATERAL DIREITA  
SEÇÕES TRANSVERSAIS COM TÚNEL DE DRE-  
NAGEM INTERCEPTANDO A JUNTA D.

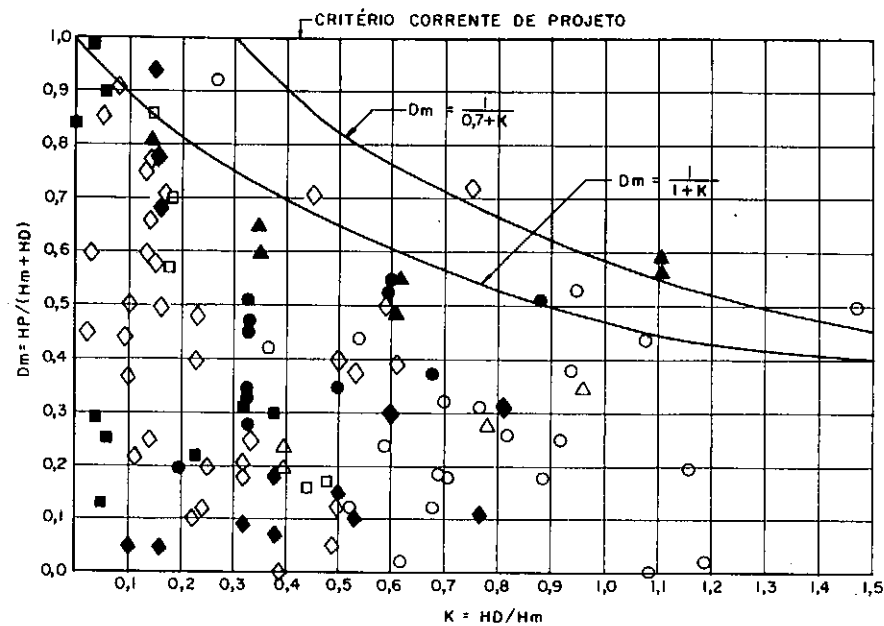


FIGURA III. 32—SUBPRESSÕES PROPOSTAS E OBSERVADAS NO CONTATO E NO MACIÇO DE FUNDAÇÃO PRÓXIMO AO PÉ DE MONTANTE DAS ESTRUTURAS

LEGENDA:

- ▲ — Percol (ITAIPU B.L.D.)
- — Dados coletados por Cruz e Barbosa
- ◇ — Tucuruí
- — Itaipu
- ◆ — Água Vermelha
- — Marimbondo
- — Ilumbiara
- △ — Palmar

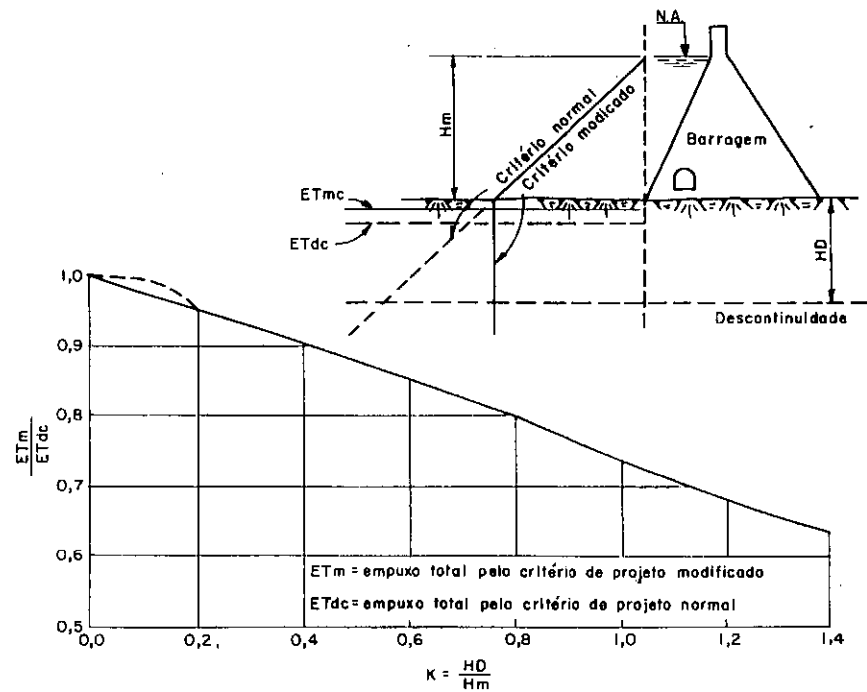


FIGURA III. 33—REDUÇÃO DO EMPUXO HIDROSTÁTICO COM A PROFUNDIDADE PELO CRITÉRIO DE PROJETO MODIFICADO



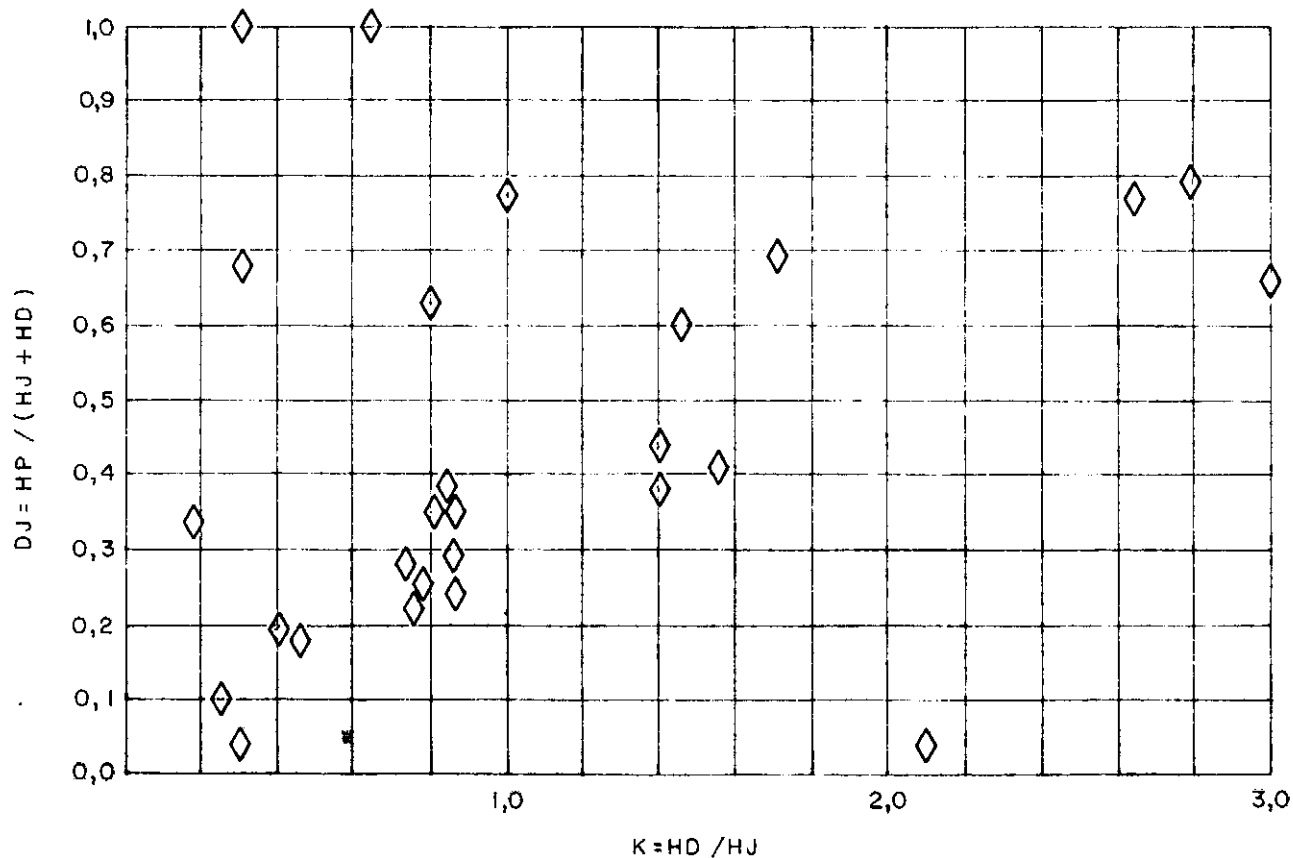


FIG. III.34 - UHE TUCURUÍ - SUBPRESSÕES OBSERVADAS NO CONTATO E NO MACIÇO DE FUNDAÇÃO PRÓXIMO AO PÉ DE JUSANTE DAS ESTRUTURAS



# LEGENDA:

CONTATO CONCRETO / ROCHA:

----- DRENOS INOPERANTES.

--- DIAGRAMA CRUZ E BARBOSA SEM CONSIDERAR EFEITOS DO TÚNEL E DA L.D. INTERMEDIÁRIA.

--- DIAGRAMA CRUZ E BARBOSA CONSIDERANDO EFEITO DO TÚNEL.

--- Δ --- DIAGRAMA R. M. ANDRADE SEM CONSIDERAR EFEITO DO TÚNEL.

--- x --- DIAGRAMA MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS.

FALHA PRINCIPAL:

--- o --- DIAGRAMA MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS.

FALHA SOTOPOSTA:

--- x --- DIAGRAMA MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS.

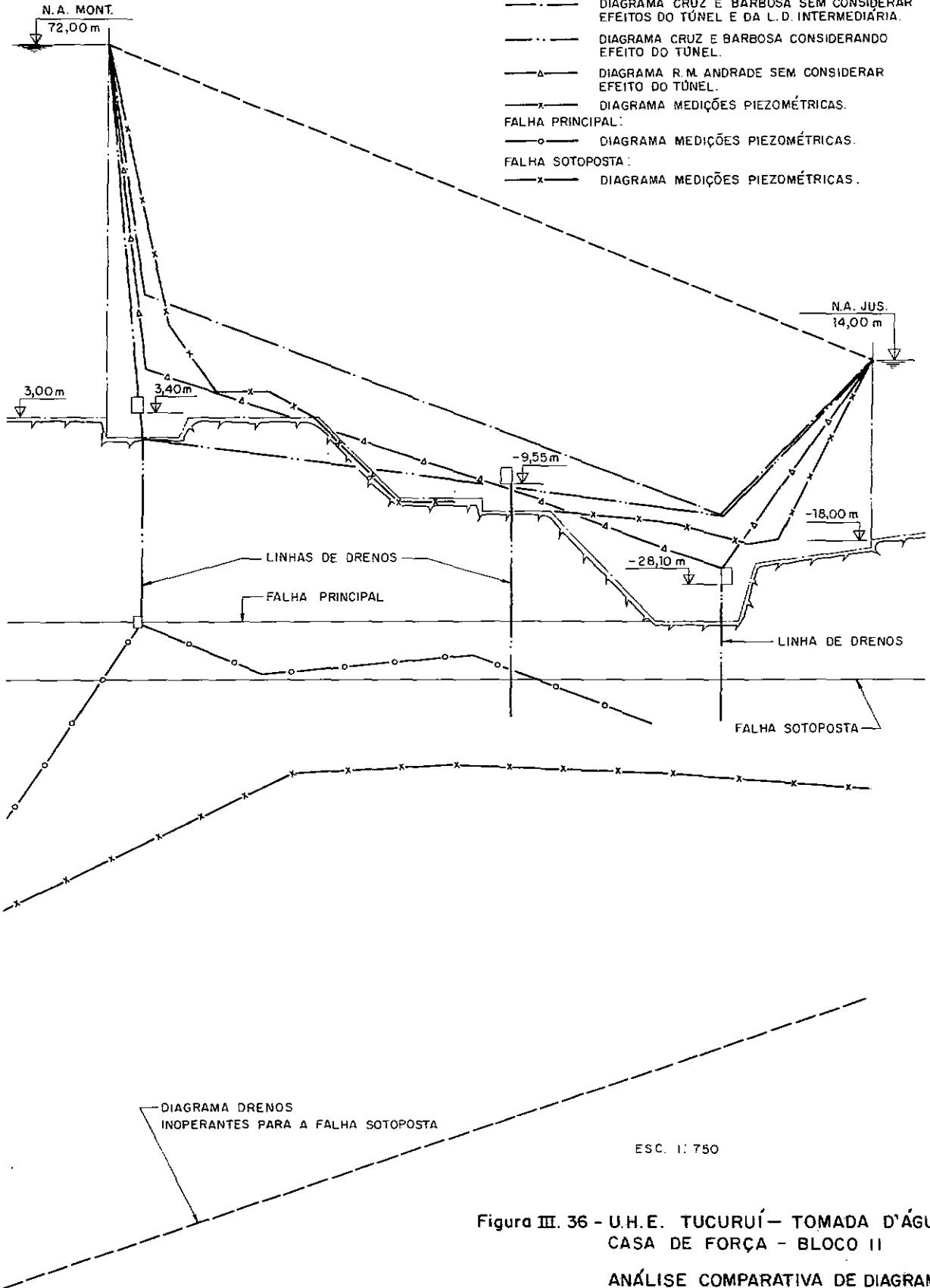


Figura III. 36 - U.H.E. TUCURUÍ— TOMADA D'ÁGUA / CASA DE FORÇA - BLOCO II

ANÁLISE COMPARATIVA DE DIAGRAMAS DE SUBPRESSÃO PARA O CONTATO E DESCONTINUIDAS NA FUNDAÇÃO.

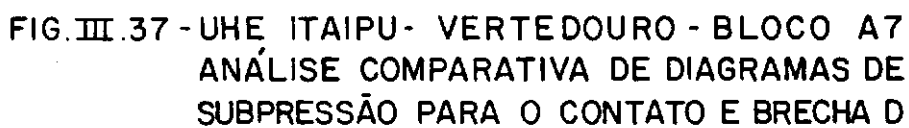


FIG. III.37 - UHE ITAIPU - VERTEDOURO - BLOCO A7  
ANÁLISE COMPARATIVA DE DIAGRAMAS DE  
SUBPRESSÃO PARA O CONTATO E BRECHA D

## LEGENDA :

- (I) DRENOS INOPERANTES ————
- (II) CRUZ E BARBOSA ————
- (III) BUREAU OF RECLAMATION ———— x ————
- (IV) ANDRADE ————
- (V) DIAGRAMA MEDIDO PIEZ. PZ-154 ,PZ-154S,  
PZ-160, PZ-164, PZ-165. ————

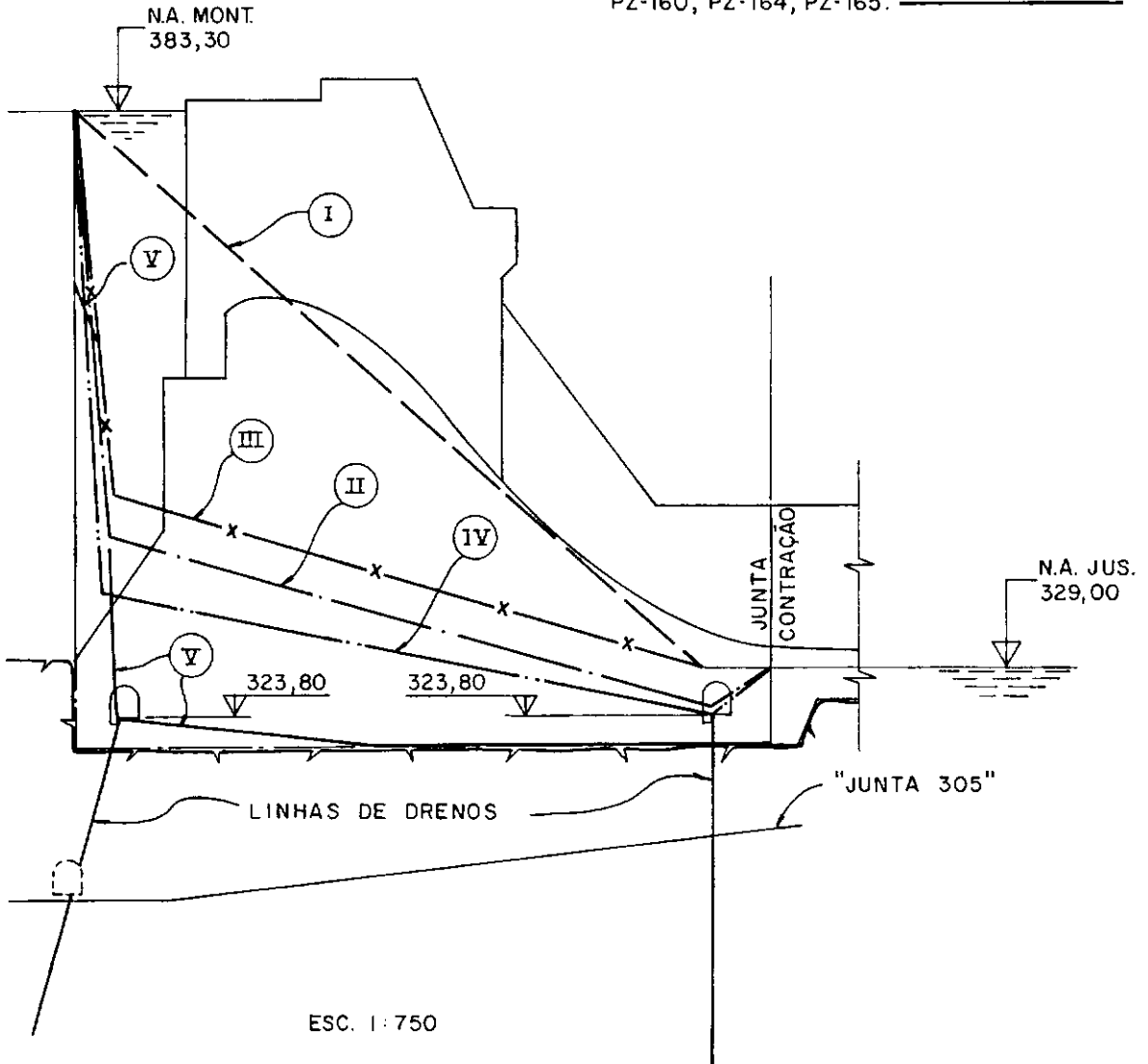


FIG. III.38 - UHE ÁGUA VERMELHA - VERTEDOURO - BLOCO VS-8  
ANÁLISE COMPARATIVA DE DIAGRAMAS DE SUBPRESSÃO PARA O CONTATO SEM CONSIDERAR O EFEITO DO TÚNEL.

## LEGENDA :

- (I) — — — DRENOS INOPERANTES
- (II) — · — · CRUZ E BARBOSA
- (III) — — — DIAGRAMA OBSERVADO NO CONTATO
- (IV) — · — · DIAGRAMA OBSERVADO NA "JUNTA 305"

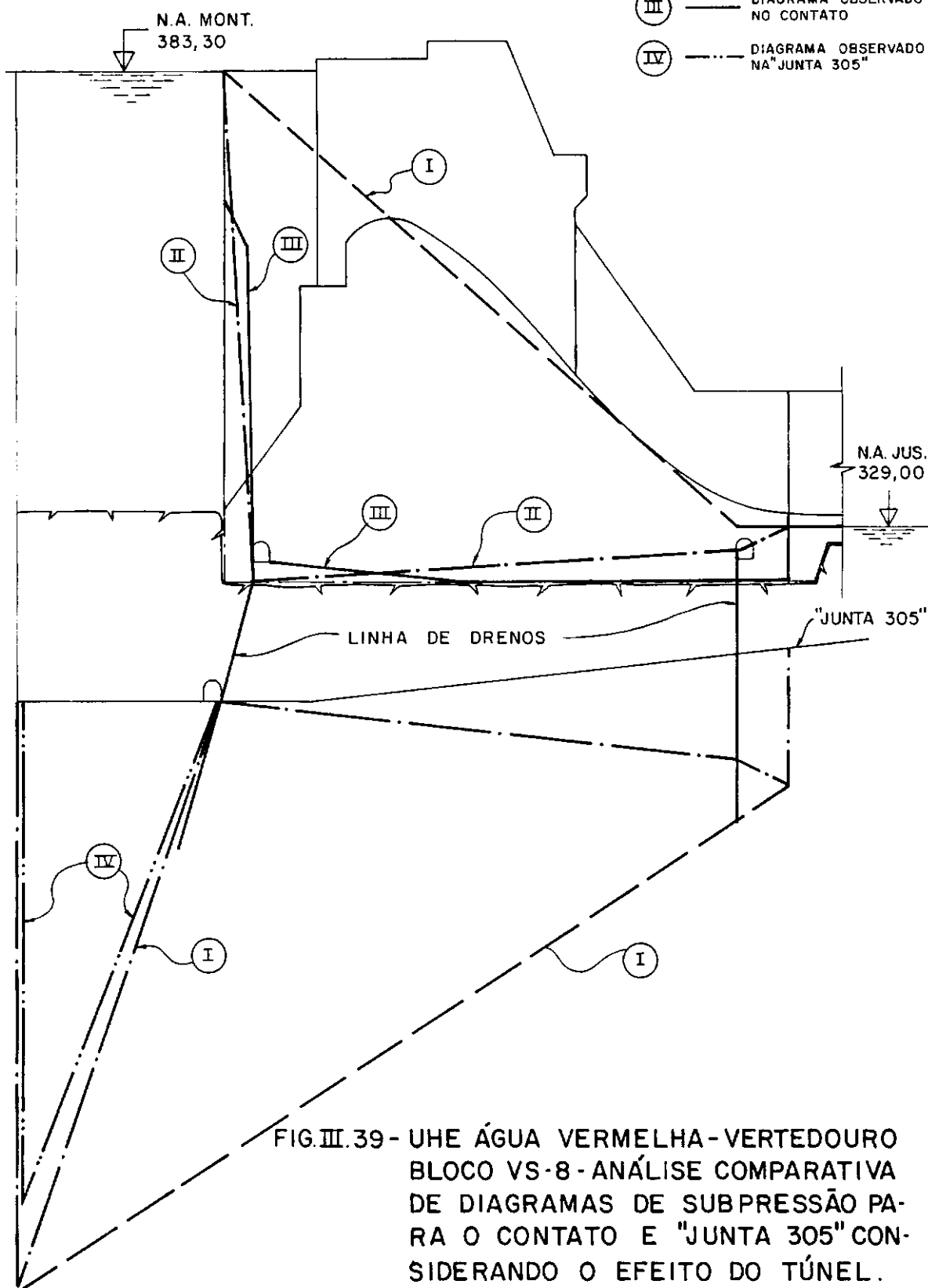


FIG. III.39 - UHE ÁGUA VERMELHA-VERTEDEIRO  
BLOCO VS-8 - ANÁLISE COMPARATIVA  
DE DIAGRAMAS DE SUBPRESSÃO PA-  
RA O CONTATO E "JUNTA 305" CON-  
SIDERANDO O EFEITO DO TÚNEL.

## C A P Í T U L O    I V

### C O N C L U S Õ E S    E    R E C O M E N D A Ç Õ E S

Este capítulo apresenta uma síntese das conclusões resultantes das análises de medições piezométricas realizadas, bem como da comparação dos resultados obtidos com valores e procedimentos preconizados por critérios e teorias disponíveis para estimativa de subpressões. São feitas ainda algumas recomendações no tocante ao prosseguimento dos estudos.

A partir das observações apresentadas no capítulo III, item III.4, podemos concluir que:

- . Os dados de piezometria analisados não permitiram definir claramente uma diferenciação quanto ao desenvolvimento de subpressões na faixa superficial mais permeável do maciço rochoso, em comparação com pressões ocorrentes no interior do maciço. Acredita-se que, sendo prevista a existência dessa zona decorrente do processo de escavação associado às condições de fraturamento do maciço rochoso, nela ocorra uma concentração de vazões de percolação. Sugere-se o desenvolvimento de estudos por elementos finitos comparando a distribuição de vazões e subpressões para maciços homogêneos e apresentando descontinuidades na fundação, considerando a ocorrência ou não dessa região superficial mais permeável.
- . Foi confirmada a concentração de fluxo, no plano de contato concreto/rocha, entre as extremidades da estrutura e as linhas de drenagem, conforme observação já apontada por CRUZ e SILVA (16).
- . No plano de contato é indicada, para fins de estabelecimento de diagrama de subpressão, a consideração de transferência integral da pressão do reservatório à região próxima ao pé de montante da estrutura. Na região de jusante os escassos registros piezométricos disponíveis não nos permitiram avaliar o mecanismo de transferência de pressões.
- . A eficiência de 67% para a drenagem no contato, proposta por CRUZ e BARBOSA (15), foi confirmada. É importante ressaltar que este valor representa uma envoltória superior dos excessos de



subpressão medidos na região próxima aos drenos de montante. Sua consideração para fins de projeto implica na aceitação de uma margem de segurança em relação aos valores medidos, indicativos de excessos de subpressão em relação ao piso da galeria da ordem de 0% a 20%. Para projetos em que disponha-se de informações mais detalhadas a respeito da litologia e hidrogeotecnia do maciço de fundação parece recomendável a utilização de valores mais realistas da eficiência da drenagem de montante, em torno de 80%. Com relação à drenagem de jusante são válidas as mesmas considerações, dispondo-se de um número reduzido de observações.

- . Com relação às cortinas de injeção foram confirmadas as observações de CRUZ, sugerindo a sua contribuição na redução dos valores de pressão face à queda por vezes acentuada de subpressões entre piezômetros colocados a montante e jusante da cortina de injeções. A erraticidade na comprovação de sua eficiência não recomenda a sua consideração para estabelecimento de diagramas de subpressão para fins de projeto.
- . Os registros piezométricos constantes da figura (III.32) confirmam o excessivo conservadorismo da consideração de abertura de "fendas" de tração contínuas no pé de montante das estruturas. Sugere-se a adoção do critério modificado proposto por CRUZ e SILVA (16) ou ainda a estimativa do percentual da pressão do reservatório transmitida a diferentes profundidades no maciço através da envoltória supondo a abertura de "fendas" de tração até a profundidade igual a 30% da coluna d'água de montante. As envoltórias representativas desses critérios são apresentadas na figura (III.32). Recomenda-se ainda, para fases mais detalhadas de projetos, a realização de estudos de distribuição de tensões no maciço através de métodos numéricos, objetivando obter uma estimativa mais realista da zona tracionada a montante da estrutura.
- . O conjunto de dados disponíveis de pressões atuantes no maciço de fundação próximo ao pé de jusante das estruturas não permitiu

estabelecer conclusões de caráter abrangente sobre a extensão de "fendas" de tração nessa região. É interessante, portanto, proceder-se à coleta e análise de registros de outras obras, bem como a previsão de instrumentação próxima à extremidade de jusante das estruturas, no plano de contato e em diferentes profundidades do maciço rochoso.

- . Recomenda-se a análise tridimensional de percolação pelo maciço de fundação de estruturas que, face a situarem-se em elevações inferiores do maciço em relação às obras vizinhas (casas de força) ou sujeitas a outras condições de fronteira direcionadoras de fluxo preferencial, possam estar sujeitas a alívios ou sobrecargas de pressão significativos em relação aos valores determinados pelos critérios correntes de projeto. Esta análise poderá ser feita pelo Método dos Pontos Nodais apresentado por ANDRADE (5).
- . As situações analisadas apresentando túnel de drenagem na fundação confirmaram a eficiência do mesmo quando interligado à galeria na estrutura. Os registros piezométricos indicam a validade da consideração preliminar de pressões nulas na linha de drenagem e túnel prevista por CRUZ e BARBOSA (15), para o contato e descontinuidades na fundação. Recomenda-se o desenvolvimento de estudos complementares de percolação através de métodos numéricos para checagem dos diagramas de subpressão assumidos inicialmente e estimativa dos valores de subpressão média entre drenos.
- . Os registros de piezometria ao longo de descontinuidades permitiram a observação de alguns aspectos que podem ser considerados para obtenção de diagramas de subpressões nessas feições. Para descontinuidades interceptadas por túnel podem ser assumidas pressões nulas no ponto de interseção. Em feições atingidas por sistemas de drenagem não interligados a galerias no maciço rochoso poderão ser estimados excessos de subpressão máximos de 20% em relação ao piso das galerias.

- . A consideração de variação linear de pressões ao longo de descontinuidades não afetadas por tratamentos de drenagem e injeções , entre as pressões de montante e jusante, poderá implicar em sensível conservadorismo, uma vez que os valores medidos indicam abatimento na linha piezométrica em direção ao centro da feição, quando esta é alimentada por montante e jusante.
- . Confirmou-se a caracterização de descontinuidades no maciço de fundação como drenos planos naturais, que, quando convenientemente tratados, podem resultar em elementos importantes na estabilização do conjunto estrutura/fundação.
- . A presença de feições no maciço rochoso direcionando preferencialmente o fluxo de percolação pode ser responsável pela sensível redução das pressões intersticiais nos demais horizontes do maciço, indicando nestas regiões medições de excessos negativos de subpressão em relação ao piso das galerias. A influência das descontinuidades na distribuição de vazões e subpressões no maciço deve ser alvo de estudos de percolação por elementos finitos ou outros métodos numéricos, procurando complementar as conclusões disponíveis a partir de observações de dados de campo ou de análises realizadas por outros autores, como ANDRADE (2), já empregando essa metodologia.

A N E X O    1

## 1- INTRODUÇÃO

No item II.2.5 apresentamos os preceitos básicos nos quais é baseado o Método do Dreno Unitário proposto por COELHO (13). Face à praticidade de aplicação do método e, principalmente, à vantagem apontada por COELHO (13) de possibilitar a simulação em um modelo bidimensional de elementos finitos do efeito tridimensional introduzido por linhas de drenagem, decidimos desenvolver estudos no sentido de confirmar a fundamentação analítica do método.

Esses estudos consistiram em comparar valores de subpressão média e vazões obtidos para diferentes configurações de drenagem através da aplicação das teorias de CASAGRANDE (11) ou dos critérios de ANDRADE (2), com resultados de análises computacionais aplicando o Método do Dreno Unitário. Essas análises foram realizadas utilizando o programa PERCOL.

Foram consideradas diferentes situações de drenagem de maciços de fundação, procurando englobar os casos mais gerais ocorridos na prática, a saber:

- 1 linha de drenos com penetração total no horizonte permeável;
- 2 linhas de drenos com penetração total no horizonte permeável;
- 1 linha de drenos com penetração parcial no horizonte permeável.

## 2- METODOLOGIA ADOTADA

As análises desenvolvidas envolveram basicamente as seguintes etapas:

- a) cálculo analítico da subpressão  $S_d$  na linha de drenos e da vazão  $q_w$  que penetra nos drenos;
- b) cálculo da permeabilidade  $K_D$  dos elementos do dreno unitário, através das expressões apresentadas no item 3;

c) comparação dos valores de  $S_d$  e  $q_w$  obtidos analiticamente com aqueles fornecidos pelo programa PERCOL.

É importante observar que todas as análises foram desenvolvidas considerando modelos de fundação com "fendas" de tração delimitando a montante e a jusante o horizonte permeável, atendendo portanto, ao modelo sobre o qual basearam-se as teorias de MUSKAT (32) e, conseqüentemente, CASAGRANDE (11). A não consideração de "fendas" de tração no presente estudo logicamente conduziria a valores de subpressão média na cortina de drenagem inferiores aqueles obtidos pela aplicação do modelo. Dessa forma a checagem dos resultados analíticos e computacionais ficaria comprometida.

O denominado "modelo primitivo" sobre o qual é baseado o "Método de Dreno Unitário" e, conseqüentemente, nossas análises, encontra-se na figura (1).

### 3- CÁLCULO DA PERMEABILIDADE DO DRENO UNITÁRIO

A permeabilidade  $K_D$  do dreno unitário será calculaa da pela expressão:

$$K_D = \frac{\bar{q} \cdot l}{S_D - P} \quad (1)$$

que representa a aplicabilidade da lei de Darcy para o meio permeável representado pelos elementos do dreno unitário, sendo:

$\bar{q}$  - vazão que penetra nos drenos dividida pela distância entre drenos e extensão da camada permeável, sendo a parte efetivamente drenada do fluxo total

$\frac{S_D - P}{l}$  - gradiente atuando no elemento do dreno unitário

De acordo com a formulação apresentada por CASA-GRANDE (11), temos que:

$$q_w = (i_w - i_j) a \cdot K \cdot l_D \quad (2)$$

sendo:  $i_w$  - gradiente médio (ou máximo) no trecho entre o pé de montante e a cortina de drenagem.

$i_j$  - gradiente médio (ou máximo) no trecho entre o pé de jusante e a cortina de drenagem.

$$i_w = \frac{h_c}{d} + i_t \quad (3)$$

$$i_j = i_t \quad (4)$$

$$q_w = \frac{h_c}{d} \cdot a \cdot K \cdot l_D \quad (4)$$

De acordo com a figura (1):

$$h_c = H_M - H_J - i_t (d + b) \quad (5)$$

$$h_c = H_M - H_J - \frac{(S_D - H_J)}{b} (d + b) \quad (6)$$

Substituindo (6) em (4) e após simplificações algébricas, temos:

$$q_w = \left( \frac{H_M - S_D}{d} - \frac{S_D - H_J}{b} \right) \cdot a \cdot K \cdot l_D \quad (7)$$

Substituindo (7) em (1):

$$K_D = \left( \frac{H_M - S_D}{d} - \frac{S_D - H_J}{b} \right) \cdot \frac{K \cdot l}{(S_D - P)} \quad (8)$$

A expressão acima representa a formulação genérica para cálculo da permeabilidade dos elementos do dreno unitário, conforme apresentado por COELHO (13).

Observa-se que, para aplicação da expressão (8), faz-se necessário o conhecimento prévio da pressão média  $S_D$  na abscissa da cortina, a partir do conhecimento de  $P$  (pressão hidrostaticamente variável).

A partir de expressões para cálculo de  $S_D$ , apresentadas por CASAGRANDE (11), podemos simplificar (8) para aplicação

no Método do Dreno Unitário.

Estas expressões serão desenvolvidas e apresentadas a seguir para diferentes configurações de drenagem.

### 3.1 - Linhas de Drenos Totalmente Penetrantes

De acordo com a figura (1), atendendo as formulações apresentadas por CASAGRANDE (11):

$$S_D = H_J + b \cdot i_t \quad (9)$$

$$S_D = H_J + \frac{b \cdot \left( h_t - \frac{h_t - \Delta h_w \cdot \frac{b+d}{b}}{1 + \frac{1}{2\lambda} \cdot \frac{a}{d} \cdot \frac{b+d}{b} \cdot \ln \frac{a}{2\lambda r_w}} \right)}{b+d} \quad (10)$$

De acordo com ANDRADE (2), chamando:

$$\lambda = \frac{2\lambda}{a \ln \frac{a}{2\lambda r_w}} \quad (11)$$

e substituindo em (10), após uma série de algebrismos chegamos a:

$$S_D = \frac{H_J b + H_J d + \overline{C D b d \lambda}}{(b+d) + b d \lambda}$$

expressão apresentada por ANDRADE (2).

Portanto, substituindo (12) em (8):

$$K_D = \lambda \cdot K.1 \quad (13)$$

conforme apresentado por COELHO (13) e ANDRADE (2).

### 3.2 - Linhas de Drenos Parcialmente Penetrantes

Segundo CASAGRANDE (11), para determinação da subpressão pa



ra a situação de drenos penetrando totalmente a camada permeável para qualquer posição relativa do nível d'água de jusante em relação à cota dos drenos, é conveniente computar inicialmente uma carga fictícia  $h_c$  para a qual não haveria fluxo a jusante dos drenos, superpondo posteriormente um gradiente constante  $i_c$  até o nível d'água real de jusante.

Para a situação de drenos parcialmente penetrantes podemos utilizar a mesma metodologia. Dessa forma, o cálculo de  $S_D$  depende fundamentalmente do cálculo de  $h_c$ .

De acordo com a formulação apresentada por MANSUR e KAUFMAN, a vazão que penetra em uma linha infinita de poços artesianos parcialmente penetrantes é dada por:

$$q_w = \frac{K \cdot l_D (H - h_w)}{\frac{L}{a} + \theta_a} \quad (14)$$

sendo  $\theta_a$  um fator obtido em função de  $\frac{a}{r_w}$ ,  $\frac{w}{D}$  e  $\frac{D}{a}$ , conforme indicado na figura (2).

$$h_a - h_w = \frac{\theta_a (H - h_w)}{\frac{L}{a} + \theta_a} \quad (15)$$

Substituindo (15) em (14)

$$q_w = \frac{K \cdot l_D \cdot (h_a - h_w) \left( \frac{L}{a} + \theta_a \right)}{\frac{L}{a} + \theta_a} \cdot \frac{1}{\theta_a} \quad (16)$$

Substituindo (16) em (1)

$$K_D = \frac{\frac{K \cdot l_D (h_a - h_w)}{\theta_a} \cdot \frac{1}{a l_D}}{S_D - P}$$

Pela figura (2) verificamos que  $(h_a - h_w)$  é igual a  $(S_D - P)$

$$K_D = \frac{K}{a \theta_a} \quad (17)$$

e portanto:

$$S_D = \frac{bd\overline{CD} + a.\theta_a.b.H_M + a.\theta_a.d.H_j}{db + a.\theta_a.(b+d)} \quad (18)$$

Comparando as expressões (13) e (17) verificamos que, para a situação de drenos parcialmente penetrantes, o coeficiente de forma  $\lambda$  equivale a  $\frac{1}{a\theta_a}$

Portanto podemos concluir que a permeabilidade de cada elemento do dreno unitário não é função somente do raio, espaçamento, da largura  $l$  do elemento e da permeabilidade  $K$  do elemento do maciço ao qual o elemento do dreno esteja apenso, conforme afirmam COELHO (13) e ANDRADE (2). A relação  $w/D$  que define o percentual de penetração da camada permeável pelo dreno também exerce influência sobre o valor de  $K_D$ .

#### 4 - ANÁLISES COMPARATIVAS

##### 4.1 - Uma Linha de Drenos com Penetração Total

###### 4.1.1 - Situação Analisada

A representação esquemática do modelo estudado encontra-se na figura (3).

###### 4.1.2 - Cálculos Análíticos

- Subpressão média na linha de drenos:

.  $\lambda = 0,45$  - equação (11)

.  $S_D$  (el.15) = 11,22m - equação (12)

.  $S_D = S_D(\text{el.15}) + \gamma .h$ ,  $h$  variando de 5 a 20m  
para, respectivamente,  
 $S_D(\text{el.15})$  a  $S_D(\text{el.0})$

- Vazão que penetra nos drenos:

$$. q_w = 2,1 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s} - \text{equação (7)}$$

#### 4.1.3 - Cálculo de $K_D$

$$. K_D = 0,45 \times 10^{-4} \text{ m/s} - \text{equação (13), considerando}$$

$l = 1,00\text{m}$  na malha fornecida ao programa.

#### 4.1.4 - Resultados Obtidos pelo Programa PERCOL

Para a elevação 15m obteve-se um valor de subpressão média igual a 11,23m. Para a vazão que penetra na cortina de drenagem foi obtido o valor  $2,1 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ . Ambos os resultados são compatíveis com os valores calculados analiticamente.

### 4.2 - Duas Linhas de Drenos com Penetração Total

#### 4.2.1 - Situação Analisada

A representação esquemática do modelo estudado encontra-se na figura (4).

#### 4.2.2 - Cálculos Analíticos

- Subpressão média na linha de drenos:

$$. \lambda = 0,83 - \text{equação (11) para as 2 linhas de drenos}$$

$$. S_{D1} = 46,58\text{m} / S_{D2} = 41,91\text{m}$$

(el.210)                      (el.210)

Os valores de  $S_{D1}$  e  $S_{D2}$  foram determinados através da equação (II. 26), seguindo metodologia proposta por ANDRADE (2), descrita no item II.2.4.

- Vazão que penetra em cada linha de drenos:

$$. q_{w1} = 4,34 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s} / q_{w2} = 0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Os valores de  $q_{w1}$  e  $q_{w2}$  foram determinados através da equação (7) aplicada a cada linha de drenos. O valor de  $q_{w2}$  foi considerado nulo face ao valor de  $S_{D2} < \overline{CD}_2$ , não havendo gradiente no interior do dreno para permitir o fluxo.

#### 4.2.3 - Cálculo de $K_D$

.  $K_D = 0,83 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$  - equação (13), considerando  
 $l = 1,00\text{m}$  na malha fornecida ao programa

#### 4.2.4 - Resultados Obtidos pelo Programa PERCOL

Pelo programa obteve-se  $S_{D1}$  igual a 45,8m, correspondendo a 98% do valor calculado e  $q_{w1}$  igual a  $3,66 \times 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$ , cerca de 84% do valor obtido analiticamente.

Para a linha 2 obteve-se  $S_{D2}$  igual a 41,80m, valor praticamente igual aquele obtido analiticamente. Para  $q_{w2}$  foi indicado o valor nulo.

### 4.3 - Uma Linha de Drenos com Penetração Parcial

#### 4.3.1 - Situação Analisada

A representação esquemática do modelo estudado encontra-se na figura (5).

#### 4.3.2 - Cálculos Analíticos

- Subpressão média na linha de drenos:

.  $\lambda = 0,17$  - equação (17) aplicada para  $\theta_a = 1,20$

O valor de  $\theta_a$  foi obtido a partir da figura (2) para  $\frac{a}{r_w} = 100$ ,  $\frac{D}{a} = 3$  e  $\frac{W}{D} = 50\%$

$$\cdot S_D (el.7,50) = 24,00m$$

$$S_D (el.10,00) = 21,50m$$

$$S_D (el.15,00) = 16,50m$$

Os valores de  $S_D$  foram calculados a partir da equação (18).

- Vazão que penetra em cada linha de drenos:

$$\cdot q_w = 7,20 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} - \text{equação (16)}$$

#### 4.3.3 - Cálculo de $K_D$

$$\cdot K_D = 1,18 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} - \text{equação (17)}, \text{ considerando } l = 1,00m$$

na malha fornecida ao programa

#### 4.3.4 - Resultados Obtidos pelo Programa PERCOL

Foram realizadas duas análises utilizando o Método do Dreno Unitário para o modelo em questão. A primeira delas considerou o valor de  $K_D$ , fornecido ao programa, igual a  $0,45 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$ . Este valor corresponde à permeabilidade dos elementos do dreno calculadas para a situação de penetração total dos drenos.

Como resultado dessa primeira análise obtivemos valores de subpressões médias cerca de 20% a 30% inferiores aos valores calculados analiticamente. Para a vazão que penetra nos drenos, o programa forneceu valor superior à vazão calculada pela equação (16) da ordem de 60%.

A segunda análise, impondo o valor de  $K_D$  calculado pela equação (17), conduziu a resultados compatíveis com aqueles obtidos analiticamente.

### 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PROSSEGUIMENTO DOS ESTUDOS

Observando os resultados das análises efetuadas podemos concluir pela aplicabilidade do Método do Dreno Unitário pa

ra simulação do efeito tridimensional das cortinas de drenagem em estudos de percolação discretizando o maciço permeável através de uma malha bidimensional de elementos finitos.

Para isso faz-se necessário calcular o valor de  $K_D$ , coeficiente de permeabilidade dos elementos do dreno unitário, através das expressões abaixo:

a) Drenos totalmente penetrantes

$K_D$  - equação (13)

$\lambda$  - equação (11)

b) Drenos parcialmente penetrantes

$K_D$  - equação (17)

É importante observar que, no caso de penetração parcial dos drenos, dependemos do valor de  $\theta_a$  para cálculo do coeficiente  $K_D$ . O coeficiente  $\theta_a$  é obtido através do gráfico apresentado na figura (2), restrito a valores máximos de espessura da camada permeável  $D$  da ordem de 12m, se considerarmos o espaçamento entre drenos normalmente adotados, igual a 3m.

Concluimos portanto que o gráfico deverá ser ampliado, fruto de estudos complementares utilizando o método dos elementos finitos.

Não foram abordados em nossos estudos as situações de existência de galeria de drenagem no maciço e de horizontes na fundação com permeabilidades diferenciadas, face à dificuldade de traduzi-las analiticamente. No primeiro caso foram realizadas por ANDRADE (2) estudos comparando valores obtidos pela aplicação do critério proposto pelo autor para a situação de túnel na fundação com resultados calculados pelo programa PERCOL, utilizando o Método do Dreno Unitário. Os resultados dessas análises são apresentadas na figura (II. 11), concluindo-se pela compatibilidade de valores. Conforme observa ANDRADE (2), neste ca-

so faz-se necessário projetar uma malha de elementos finitos cuidadosamente discretizada em torno do túnel, impondo pressão atmosférica aos nós da linha de drenos interligando o túnel à galeria na estrutura.

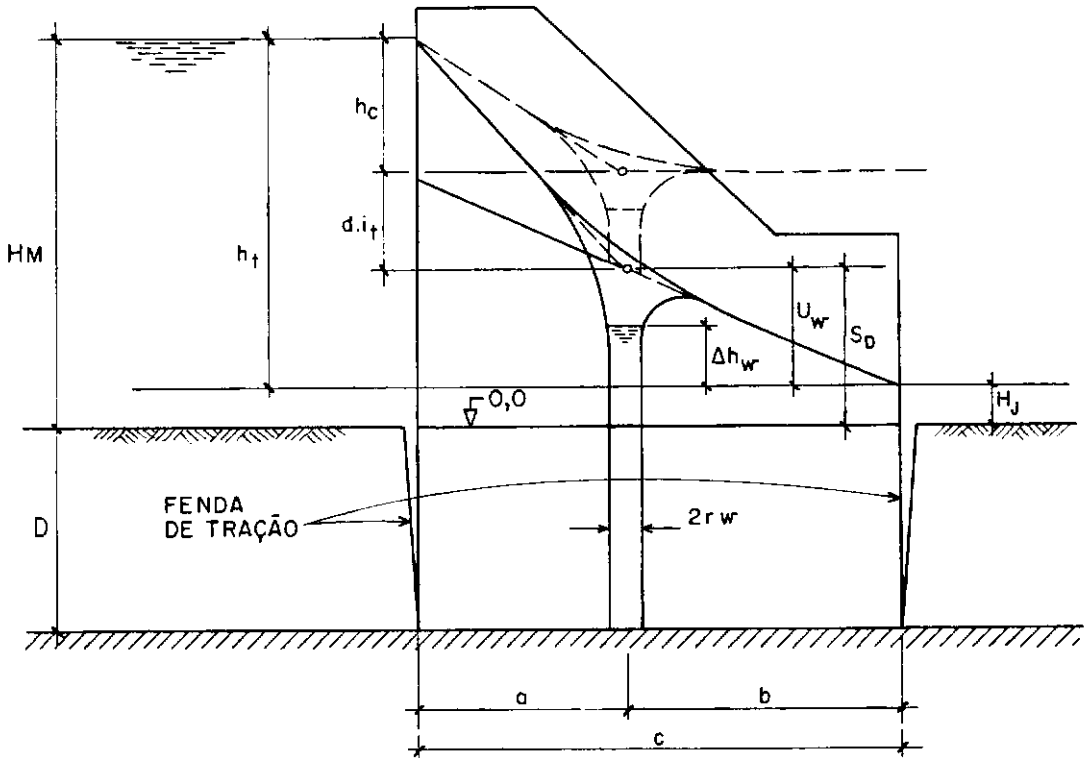
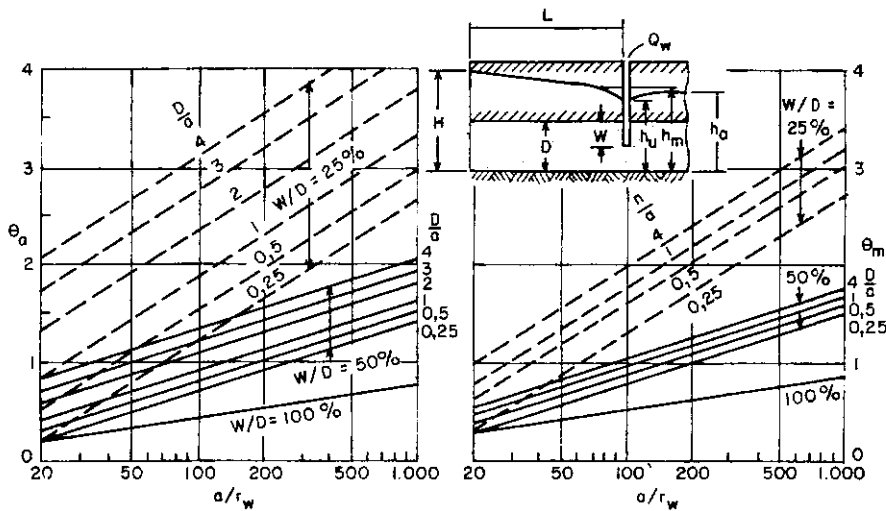


FIGURA. 1- SOLUÇÃO DO CASO GERAL APLICÁVEL AO MODELO DE MUSKAT  
(METODO DO DRENO UNITÁRIO - MODELO PRIMITIVO)



$$Q_w = \frac{k l_s (H - h_m)}{L/a + \theta_a}$$

$$h_m = h_w + \frac{\theta_m (H - h_w)}{L/a + \theta_a}$$

$$h_a = h_w + \frac{\theta_a (H - h_w)}{L/a + \theta_a}$$

$r_w$  - Raio do dreno

$a$  - Espaçamento dos drenos

FIGURA. 2- FATORES PARA CÁLCULO DA VAZÃO E SUBPRESSÃO EM DRENOS PARCIALMENTE PENETRANTES.



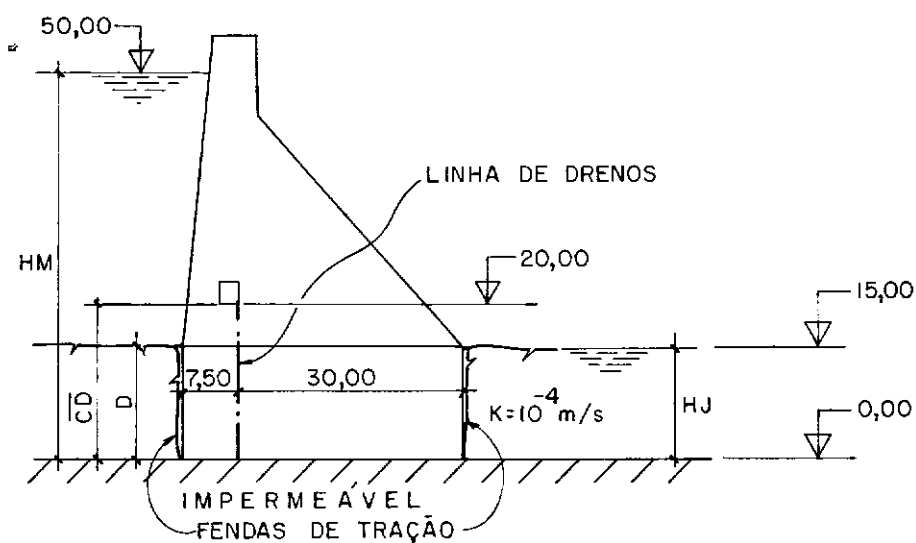


FIG. 3.a - 1 LINHA DE DRENOS COM PENETRAÇÃO TOTAL

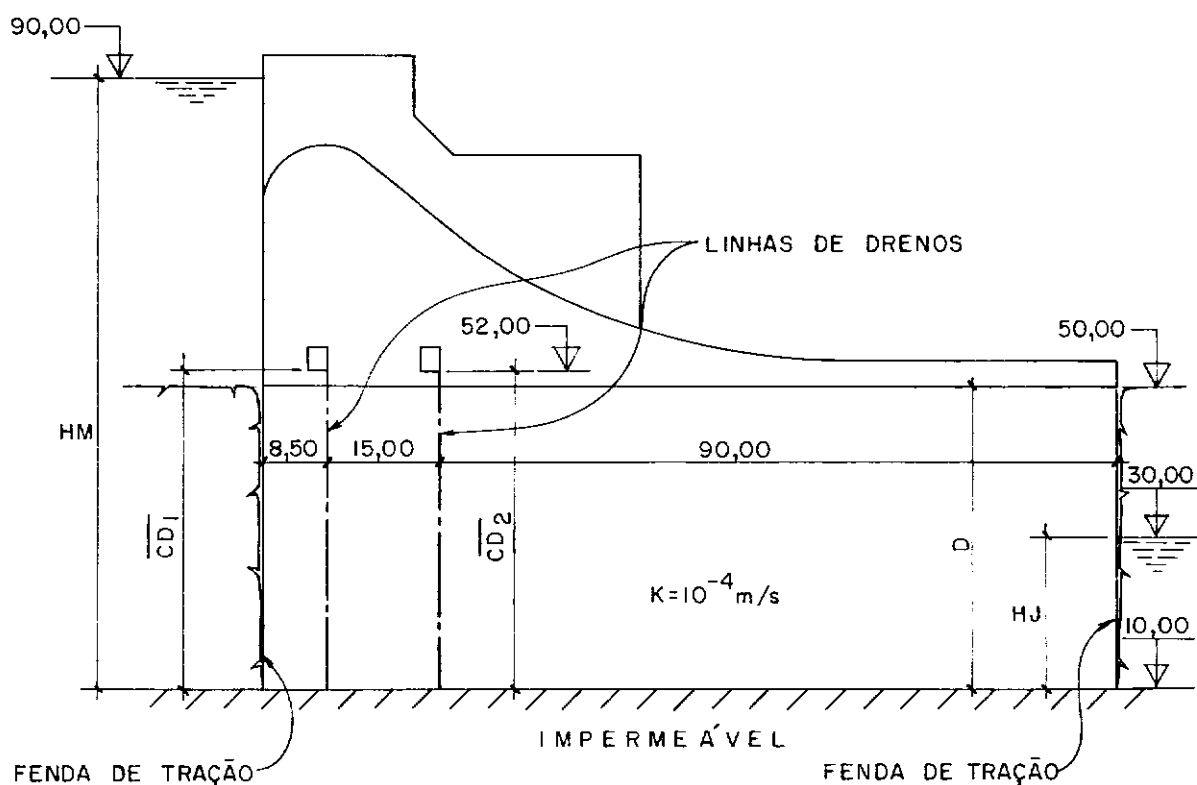


FIG.3.b - 2 LINHAS DE DRENOS COM PENETRAÇÃO TOTAL

NOTA:

- O MODELO ANALISADO PARA A SITUAÇÃO DE 1 LINHA DE DRENOS COM PENETRAÇÃO PARCIAL É SEMELHANTE AO DA FIG. 3a, COM A LINHA DE DRENOS ATINGINDO A ELEVACÃO 7,50m.

FIGURA 3 -SITUAÇÕES ANALISADAS PELO MÉTODO DO DRENO UNITÁRIO.

## A N E X O    I I

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$\frac{Hp}{(m)}$	$\frac{Hp}{Hm}$	$\frac{Dm}{(\frac{Hp}{Hm+HD})}$	$\frac{Hp-Hd}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
MARIMBONDO	MURO DE TRANSIÇÃO ESQUERDO (BLOCO E 1)	BTE22SPC001 (PZ-7)	0,00 (CONTATO)	0,15	47,39 36,39	1,12 0,86	0,87 0,67	0,97 0,71	Piez. no contato concreto/rocha a montante da estrutura, em região de basalto vesículo-amigdaloidal abalada pelo fogo da escavação. As medições acompanham a variação do N.A. Transferência máxima de carga do reservatório de 100%.
		BTE22SPC002 (PZ-8)	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,48	11,52 6,04		0,17 0,09	-0,33 -0,46	Piez. localizado 12m abaixo da fundação da estrutura, a montante da L.I., sob influência provável desse efeito impermeabilizante. Transferência de carga do reservatório de cerca de 20%.
		BTE22SPC003 (PZ-9)	0,35 (CONTATO)	0,15	5,94 4,17	0,14 0,10		-0,17 -0,21	Piez. localizado a jusante da L.D., em região de basalto vesículo-amigdaloidal abalada pelo fogo da escavação, com excesso de pressão nulo em relação ao piso da galeria, comprovando eficiência da drenagem.
		BTE22SPC004 (PZ-10)	0,35 (FUNDAÇÃO)	0,44	9,73 2,11		0,15 0,03	-0,38 -0,57	Piez. localizado 12m abaixo da fundação da estrutura, a jusante da L.D., na região de basalto compacto, com pressão semelhante a do PZ-8
		BTE22SPC005 (PZ-11)	0,78 (FUNDAÇÃO)	0,41	9,48 1,61		0,14 0,02	-0,40 -0,59	Piez. localizado 12m abaixo da fundação da estrutura, próximo ao pé de jusante, na região de basalto compacto, com pressão semelhante a do PZ-10.
		BTE22SPC006 (PZ-12)	0,78 (CONTATO)	0,15	2,08	0,05		-0,26	Piez. localizado no contato concreto/rocha, próximo ao pé de jusante da estrutura, em região de basalto vesículo-amigdaloidal abalada pelo fogo da escavação. As pressões não sofrem influência da variação do N.A.

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$\frac{H_p}{Hm}$	$\frac{Dm}{H_p}$ $\frac{H_p}{Hm+HD}$	$\frac{H_p-Hd}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
MARIMBONDO	MURO DE TRANSIÇÃO DIREITO (BLOCO D1)	BTD22SPC001 (PZ-1)	0,00 (CONTATO)	0,18	36,15 29,15	0,86 0,69	0,70 0,56	0,67 0,51	Piez. no contato concreto/rocha a montante da L.I., em região de basalto vesículo-amigdaloidal abalada pelo fogo da escavação com influência provável do efeito impermeabilizante. Transferência máxima de carga do reservatório de 70%
		BTD22SPC001 (PZ-1)	0,00 (CONTATO)	0,18	29,65 19,15	0,71 0,46	0,57 0,37	0,52 0,30	A redução da subpressão em relação aquela observada no período anterior indica impermeabilização crescente no maciço com o tempo
		BTD22SPC002 (PZ-2)	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,44	9,85 6,83		0,16 0,11	-0,07 -0,14	Piez. localizado 8m abaixo da fundação da estrutura a montante da L.I., na região de basalto compacto, com influência provável do efeito impermeabilizante. Transferência de carga do reservatório de cerca de 20%
		BTD22SPC003 (PZ-3)	0,35 (CONTATO)	0,18	4,75 3,94	0,11 0,09		0,00 -0,02	Piez. localizado a jusante da L.D. em região de basalto vesículo-amigdaloidal abalada pelo fogo da escavação, indicando excesso de subpressão nula em relação ao piso da galeria, confirmando eficiência da drenagem
		BTD22SPC004 (PZ-4)	0,35 (NA FUN- DAÇÃO)	0,39	13,57 10,62		0,21 0,17	-0,06 -0,12	Piez. localizado 11m abaixo da fundação da estrutura, a jusante da L.D., na região de basalto compacto, com pressões compatíveis com o PZ-2
		BTD22SPC005 (PZ-5)	0,80 (CONTATO)	0,18	5,14 4,23	0,12 0,10		0,00 -0,02	Piez. localizado no contato concreto/rocha, próximo ao pé de jusante da estrutura, em região de basalto vesículo-amigdaloidal abalada pelo fogo da escavação (ver PZ-3)
		BTD22SPC006 (PZ-6)	0,80 (NA FUN- DAÇÃO)	0,36	11,98 8,83		0,19 0,14	-0,06 -0,13	Piez. localizado 10m abaixo da fundação da estrutura, próximo ao pé de jusante, na região de basalto compacto com pressões compatíveis com os PZ-2 e PZ-4

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$\frac{H_p}{Hm}$	$\frac{Dm}{H_p}$ $\left(\frac{H_p}{Hm+HD}\right)$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
ITUMBIAIRA	M T E (BLOCO 8)	TTE22SPC002 (TED-32MI)	0,27 (ZONA CI SALHADA)						INSTRUMENTO SUBMERSO - Piez. localizado próximo a L.D. de montante, abaixo da zona principal de cisalhamento, na camada de anfibólio gnaíse
		TTE22SPC003 (TED-26JS)	0,60 (ZONA CI SALHADA)	0,19	12,00 11,29		0,13 0,12	0,02 0,01	Piez. localizado a montante da L.D. de jusante interceptando a zona principal de cisalhamento, apresentando excesso de carga nulo em relação ao piso da galeria
		TTE22SPC004 (TED-26JI)	0,60 (ZONA CI SALHADA)	0,23	15,63 14,87		0,15 0,15	0,02 0,01	Piez. localizado a montante da L.D. de jusante abaixo da zona principal de cisalhamento, apresentando resultados compatíveis com o TED-26JS
	VERT. (BL.1)	TVT22SPC007 (PT-V)	0,10 (CONTATO)	0,06	25,68 18,68	0,29 0,21	0,25 0,18	0,06	Piez. localizado no contato concreto/rocha em anfibólio gnaíse, a montante da L.I., sob provável influência impermeabilizante das injeções. Transferência de carga do reservatório de cerca de 30%
	VERTEDOURO (BLOCO 7)	TVT22SPC008 (PT-VI)	0,10 (CONTATO)	0,03	24,51 19,51	0,31 0,24		0,29 0,23	Piez. localizado no contato concreto/rocha, atingindo a zona principal de cisalhamento 2, a montante da L.I. sob provável influência impermeabilizante das injeções. Transferência máxima de carga do reservatório de 30%
		TVT22SPC001 (VRTD27JS)	0,40 (ZONA CI SALHADA)	0,13	14,47 13,60		0,16 0,15	0,01 0,00	Piez. localizado no maciço de anfibólio gnaíse a jusante da L.D. de montante, interceptando a zona cisalhada 3. Excesso de carga nulo em relação ao piso da galeria. Não sofre influência de variações do N.A. do reservatório
		TVT22SPC002 (VRTD27JI)	0,40 (ABAIXO ZONA CI SALHADA)	0,19	19,22 18,55		0,20 0,20	0,00 -0,01	Comportamento semelhante ao VRTD27JS
		TVT22SPC003 (VRTD28JS)	0,54 (ZONA CI SALHADA)	0,09	11,31 10,24		0,13 0,12	0,00 -0,02	Comportamento semelhante ao VRTD27JS
		TVT22SPC004 (VRTD28JI)	0,54 (ABAIXO ZONA CI SALHADA)	0,20	19,87 19,17		0,20 0,20	0,00 -0,01	Comportamento semelhante ao VRTD27JS

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$\frac{H_p}{Hm}$	$\frac{Dm}{H_p}$ $\left(\frac{H_p}{Hm+HD}\right)$	$\frac{H_p-Hd}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
ITUMBARA	VEREDOURO (BLOCO 7)	TVT22SPC005 (VRTD40MS)	0,10 (ZONA CI SALHADA)	0,23	21,97 21,43		0,22 0,22	-0,01 -0,03	Piez. localizado no maciço de anfibólio gnaiss, próximo a L.D. de montante, interceptando as zonas cisalhadas 2 e 3. Excesso de carga nula em relação ao piso da galeria. Não sofre influência de variações do N.A. do reservatório
		TVT22SPC006 (VRTD40MI)	0,10 (ABAIXO ZONA CI SALHADA)	0,38	33,35 32,81		0,30 0,30	-0,02 -0,02	Piez. localizado abaixo das zonas cisalhadas, com comportamento semelhante ao VRTD40 MS
	TOMADA D'ÁGUA (BLOCO 3)	TTA22SPC003 (PTIII)	0,10 (CONTATO)	0,00	75,78 65,78	0,84 0,73	0,84 0,73	0,75 0,64	Piez. localizado no contato concreto/rocha em maciço de quartzito a montante da L.I. As pressões indicam transferência de carga do reservatório ao contato de cerca de 85%
		TTA22SPC001 (TAD14MS)	0,13 (ZONA CI SALHADA)	0,05	12,70 12,05		0,13 0,13	0,01 0,00	Piez. localizado na zona cisalhada principal, próximo a L.D. de montante. Excesso de carga nula em relação ao piso da galeria, invariância em relação a flutuações do N.A. e provável impermeabilização por eficiência da L.I.
		TTA22SPC002 (TAD14MI)	0,10 (ABAIXO ZONA CI SALHADA)	0,32	37,67 36,72		0,32 0,31	0,01 0,00	Piez. localizado abaixo da zona cisalhada no maciço de anfibólio gnaiss. Comportamento semelhante ao TTA22SPC002
	T.A. (BL.5)	TTA22SPC004 (PT-IV)	0,10 (CONTATO)	0,04	94,11 82,11	1,05 0,91		0,99 0,86	Piez. localizado no contato concreto/rocha, no maciço de anfibólio gnaiss, a montante da L.D. A pressão indica transferência total de carga do reservatório para o contato
	M T E (BL.2)	TTE22SPC005 (PT-I)	0,20 (CONTATO)	0,08	24,88 17,08	0,31 0,22		0,28 0,17	Piez. no contato concreto/rocha, em quartzito, a montante da L.I., sob influência provável desse efeito impermeabilizante. Transferência de carga do reservatório, máxima de cerca de 30%
	M T E (BL.9)	TTE22SPC006 (PT-II)	0,17 (CONTATO)	0,06	72,18 60,38	0,85 0,71	0,90 0,75	0,80 0,66	Piez. no contato concreto/rocha, em quartzito, a montante da L.I. Indicações de transferência de parcela de carga significativa do reservatório à fundação
	M T E (BL.8)	TTE22SPC001 (TED-32MS)	0,17 (ZONA CI SALHADA)						INSTRUMENTO SUBMERSO - Piez. localizado próximo a L.D. de montante, interceptando a zona principal de cisalhamento

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(% BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$D_m$ $\left(\frac{H_p}{H_m+HD}\right)$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
TUCURUÍ	VERTEDOURO (BLOCO 12)	PZ-6	0,39 (MACIÇO)	0,51	32,20		0,28	0,00	Piez. localizado no maciço de fundação à mesma profundidade do Pz-4 indicando perda de carga em relação ao Pz-4.
		PZ-7	0,84 (MACIÇO)	0,29	15,90		0,17 (MONT.)	0,00 (JUS.)	Piez. localizado em metassedimento maciço a montante da L.D de jusante, indicando pressões comparáveis aos valores medidos no PZ-9
		PZ-9	1,00 (MACIÇO)	0,25	13,80		0,15 (MONT.) 0,38 (JUS.)	0,01 (JUS.)	Piez. localizado em metassedimento maciço, em região de falha, sob o pé de jusante da estrutura. Indica transferência de carga de jusante de cerca de 40%.
		PZ-10	A JUSANTE DA ESTR. NA FUNDAÇÃO	0,51	42,70		0,38 (MONT.) 0,77 (JUS.)		Piez. localizado cerca de 12,00m a jusante da estrutura, indicando transferência de carga de jusante de cerca de 80%.
		PV-10	0,96 (CONTATO)	0,14	10,30		0,12 (MONT.) 0,37 (JUS.)		Piez. localizado no contato, próximo ao pé de jusante da estrutura, indicando transferência de carga de jusante de cerca de 40%.
	VERTEDOURO (BLOCO 18)	PV-1	0,05 (MACIÇO)	0,14	56,40 45,90	0,75 0,61	0,66 0,54	0,64 0,51	Piez. localizado em metassedimento maciço muito fraturado, a montante da região injetada, com transferência de carga do reservatório de 55% a 70%.
		PV-3	0,24 (MACIÇO)	0,16	16,20 9,00	0,22 0,12		0,12 0,03	Piez. localizado no contato estrutura/fundação, a jusante da L.D., em região muito fraturada. Indica excesso de carga máximo em relação ao piso da galeria de cerca de 10%.
		PZ-1	0,05 (MACIÇO)	0,13	50,30 32,10		0,60 0,38	0,58 0,35	Piez. localizado próximo ao PV-1, indicando transferência de carga do reservatório de 40% a 60%.
		PZ-3	0,05 (MACIÇO)	0,24	12,50		0,13	0,00	Piez. localizado em região fraturada do metassedimento maciço, em região injetada, indicando transferência de carga do reservatório de cerca de 15%.
		PZ-4	A MONT. DA ESTRUT. NA FUNDAÇÃO	0,45	77,50		0,71	0,61	Piez. localizado cerca de 8,00m a montante da estrutura em metassedimento maciço, indicando transferência de carga do reservatório de cerca de 70%.
		PZ-5	0,30 (MACIÇO)	0,29	3,30		0,03	-0,16	Piez. localizado em metassedimento maciço a jusante da L.D., indicando eficiência da drenagem quando comparado ao PZ-3.
		PZ-6	0,34 (MACIÇO)	0,38	1,30		0,01	-0,27	Piez. localizado a jusante da L.D. na falha do sistema F2 intercepta da pelo sistema de drenagem de montante, indicando sua eficiência

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$\frac{D_m}{H_p} \cdot \frac{H_p}{H_m + HD}$	$\frac{H_p - H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
TUCURUÍ	TOMADA D'ÁGUA/CASA DE FORÇA (BLOCO 2)	PTA - 1	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,05	61,50	0,89	0,85	0,84	Piez. localizado cerca de 4m a montante da estrutura, 3m abaixo do nível de rocha de montante, indicando transferência de carga do reservatório à fundação
		PTA - 2	0,00 (MACIÇO)	0,14	20,20	0,29		0,14	Piez. localizado em metassedimento maciço sob o pé de montante da estrutura, em região injetada, indicando eficiência das injeções
		PTA - 3	0,09 (MACIÇO)	0,15 0,00	10,90 0,00	0,16 0,00		0,00 -0,16	Piez. localizado em metassedimento maciço, a jusante da L.D., indicando excesso de carga nula em relação ao piso da galeria nos 5 primeiros meses após o enchimento, com decréscimo dos valores de $H_p$ nos meses subsequentes. Indica eficiência total da drenagem
		PTA - 4	0,13 (MACIÇO)	0,12	10,40	0,15		0,02	Piez. localizado em metassedimento maciço a jusante da L.D., confirmando eficiência da drenagem
		PTA - 5	0,20 (MACIÇO)	0,11	0,00	0,00		-0,12	Piez. localizado em metassedimento maciço a jusante da L.D., apresentando-se seco após o enchimento do reservatório. Confirma eficiência da drenagem
		PTA - 6	0,28 (MACIÇO)	0,13	0,00	0,00		-0,13	Comportamento semelhante ao PTA-5
		PTA - 7	0,35 (MACIÇO)	0,26	3,00	0,04		-0,22	Comportamento semelhante aos PTA-5 e PTA-6
		PTA - 8	0,38 (MACIÇO)	0,32	0,00	0,00		-0,33	Piez. localizado próximo à caixa de falha, com comportamento semelhante aos PTA-5, PTA-6 e PTA-7
		PTA - 9	0,50 (MACIÇO)	0,31	0,00	0,00		-0,11	Piez. localizado em metassedimento maciço, apresentando oscilações nos valores de $H_p$ até cerca de 6 meses após o enchimento, permanecendo seco a partir deste período
		PZ - 1	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,11	16,60 13,50		0,22 0,18	0,13 0,08	Piez. localizado cerca de 12m a montante da estrutura 7,50m abaixo do nível de rocha de montante, apresentando oscilações de pressão durante 2 anos após o enchimento do reservatório
		PZ - 2	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,39	0,00		0,00	-0,40	Piez. localizado cerca de 12m a montante da estrutura, 27,00m abaixo do nível de rocha de montante, interceptando a falha principal, em região injetada. Permanece seco após o enchimento



## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$D_m$ $(\frac{H_p}{H_m+HD})$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
TUCURUÍ	TOMADA D'ÁGUA/CASA DE FORÇA (BLOCO 2)	PZ - 3	A MONT. NA ESTR. DA FUND.	0,49	4,80		0,05	- 0,43	Piez. localizado cerca de 15m a montante da estrutura, 34,00m abaixo do nível de rocha de montante, interceptando a falha sotoposta em região injetada. Apresenta transferência de carga do reservatório de cerca de 5%
		PZ - 4	0,10 (MACIÇO)	0,18	7,50 5,60		0,09 0,07	-0,08 -0,11	Piez. localizado no maciço de fundação interceptando a falha sobreposta a jusante da L.D. Não indica excesso de carga em relação ao piso da galeria
		PZ - 5	0,16 (MACIÇO)	0,36	0,00		0,00	-0,37	Piez. localizado no maciço de fundação, interceptando a falha principal a jusante da L.D. Apresenta comportamento semelhante ao PZ-2
		PZ - 6	0,20 (MACIÇO)	0,55	9,40		0,09	-0,42	Piez. localizado em região de rocha muito fraturada interceptando a falha sotoposta. Não apresenta excesso de carga em relação ao piso da galeria, com pressões superiores ao PZ-3
		PZ - 7	0,50 (MACIÇO)	0,35	0,00		0,00	-0,36	Piez. localizado a montante da L.D. intermediária, interceptando a falha principal. Confirma indicações PZ-2 e PZ-5
		PZ - 8	0,47 (MACIÇO)	0,60	12,00		0,11	-0,43	Piez. localizado a montante da L.D. intermediária, interceptando a falha sotoposta. Não apresenta excesso de carga em relação ao piso da galeria, com pressões superiores aos PZ-3 e PZ-6
		PZ - 9	0,77 (MACIÇO)	0,55	11,30		0,11 (MONT.) 0,23 (JUS.)	0,11 (JUS.)	Piez. localizado a montante da L.D. de jusante, interceptando a falha sotoposta. Indica eficiência da drenagem de jusante
		PZ - 10	0,73 (MACIÇO)	0,64	15,50		0,14 (MONT.) 0,28 (JUS.)	0,05 (JUS.)	Piez. localizado em metassedimento maciço, a montante da L.D. de jusante. Indica pressões inferiores aos valores indicados no PZ-9
		PZ - 11	0,85 (MACIÇO)	0,54	11,70		0,11 (MONT.) 0,24 (JUS.)	0,14 (JUS.)	Piez. localizado a jusante da L.D. de jusante interceptando a falha sotoposta, em região injetada. Apresenta pressões semelhantes ao PZ-9
		PZ - 12	0,90 (MACIÇO)	0,69	20,60		0,18 (MONT.) 0,35 (JUS.)	0,10 (JUS.)	Piez. localizado em metassedimento maciço, a jusante dos tratamentos de jusante. Indica transferência de carga de jusante de cerca de 35%
		PGP - 1	0,55 (MACIÇO)	0,37	23,20 13,60	0,34 0,20		-0,11 -0,23	Piez. localizado no maciço de fundação interceptando a falha principal, próximo à junta de contração. Indica transferência da carga de montante de cerca de 30%
		PGP - 5	0,85 (CONTATO)	0,28	27,90 17,00	0,87 0,71		0,11 (JUS.)	Piez. localizado no contato a jusante da trincheira para implantação da galeria de drenagem de jusante. As medições de pressões acompanham as oscilações do N.A. de jusante

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$\frac{Dm}{H_p} \left( \frac{H_p}{H_m + HD} \right)$	$\frac{H_p - Hd}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
TUCURUÍ	TOMADA D'ÁGUA/CASA DE FORÇA (BLOCO 11)	PTA - 1	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,08	68,60	1,00	0,92	0,91	Piez. localizado cerca de 9m a montante da estrutura, 5,50m abaixo do nível de rocha de montante, indicando transferência de carga do reservatório à fundação de cerca de 90%
		PTA - 2	0,00 (MACIÇO)	0,10	28,90	0,42		0,31	Piez. localizado em metassedimento maciço sob o pé de montante da estrutura em região injetada, indicando eficiência das injeções
		PTA - 3	0,09 (MACIÇO)	0,13	21,20	0,30		0,17	Piez. localizado em metassedimento maciço a jusante da L.D., indicando excesso de carga de 17% em relação ao piso da galeria. Comportamento constante após o enchimento do reservatório
		PTA - 4	0,17 (MACIÇO)	0,06	4,10	0,06		-0,01	Piez. localizado em metassedimento maciço a jusante da L.D., indicando excesso de carga nula em relação ao piso da galeria
		PTA - 5	0,21 (MACIÇO)	0,09	5,20	0,08		-0,02	Comportamento semelhante ao PTA-4
		PTA - 6	0,28 (MACIÇO)	0,17	4,40 0,50	0,06 0,01		-0,11 -0,17	Piez. localizado em região de falhas, apresentando comportamento oscilante, não compatível com a constância do N.A. do reservatório. Excesso de carga em relação ao piso da galeria inferior a zero
		PTA - 7	0,36 (MACIÇO)	0,30	0,00	0,00		-0,30	Piez. localizado em metassedimento maciço a jusante da L.D., apresentando-se seco após o enchimento do reservatório
		PTA - 8	0,46 (MACIÇO)	0,27	0,60	0,01		-0,27	Comportamento semelhante ao PTA-7
		PZ - 1	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,10	38,90		0,51	0,46	Piez. localizado cerca de 10m a montante da estrutura, 7m abaixo do nível de rocha de montante, indicando transferência de carga do reservatório à fundação de cerca de 50%
		PZ - 2	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,53	40,50 29,40		0,38 0,28	0,05 -0,11	Piez. localizado cerca de 15m a montante da estrutura, interceptando a falha principal, em região injetada. Apresenta comportamento oscilante com tendência à redução crescente das pressões
		PZ - 3	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,61	43,50		0,39	0,02	Piez. localizado cerca de 20m a montante da estrutura, interceptando a falha sotoposta a montante da linha de injeções. Apresenta constância de comportamento com transferência de carga do reservatório à fundação de cerca de 40%

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d (%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$D_m$ $(\frac{H_p}{H_m+HD})$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
TUCURUÍ	TOMADA D'ÁGUA/CASA DE FORÇA (BLOCO 11)	PZ - 5	0,21 (MACIÇO)	0,53	9,30		0,09	-0,40	Piez. localizado no maciço de fundação interceptando a falha principal a jusante da L.D. Indica eficiência dos tratamentos da falha quando comparado ao PZ-2
		PZ - 6	0,23 (MACIÇO)	0,63	17,30 10,80		0,15 0,10	-0,39 -0,48	Piez. localizado no maciço de fundação interceptando a falha sotoposta a jusante da L.D. Indica eficiência das injeções quando comparado ao PZ-3
		PZ - 7	0,48 (MACIÇO)	0,53	6,10		0,06	-0,45	Piez. localizado a montante da L.D. intermediária, interceptando a falha principal. Confirma indicações do PZ-5
		PZ - 8	0,46 (MACIÇO)	0,65	15,20		0,13		Piez. localizado a montante da L.D. intermediária, interceptando a falha sotoposta. Confirma indicações do PZ-6
		PZ - 10	0,73 (MACIÇO)	0,69	16,90		0,14 (MONT.) 0,29 (JUS.)	0,00 (JUS.)	Piez. localizado a montante da L.D. de jusante, interceptando a falha sotoposta, indicando eficiência dos tratamentos de jusante
		PZ - 11	0,88 (MACIÇO)	0,51	8,50		0,08 (MONT.) 0,18 (JUS.)	0,10 (JUS.)	Piez. localizado a jusante dos tratamentos de jusante, interceptando a falha principal. Indica transferência de carga de jusante de cerca de 20%
		PZ - 12	1,00 (MACIÇO)	0,67	20,20		0,18 (MONT.) 0,35 (JUS.)	0,13 (JUS.)	Piez. localizado a jusante dos tratamentos de jusante interceptando a falha sotoposta. Indica transferência de carga de jusante de cerca de 35%
		PGP - 3	0,75 (MACIÇO)	0,62	18,40	0,27 (MONT.) 0,57 (JUS.)		0,16 (JUS.)	Piez. localizado no contato, a montante da L.D. de jusante em região de falha. Indica excesso de carga de 16% em relação ao piso da galeria, considerando-se o N.A. de jusante
		PGP - 4	0,87 (MACIÇO)	0,49	8,70		0,08 (MONT.) 0,19 (JUS.)	0,11 (JUS.)	Piez. localizado próximo ao PZ-11 indicando comportamento semelhante
		PGP - 5	0,89 (MACIÇO)	0,41	4,10	0,06 (MONT.) 0,13 (JUS.)			Piez. localizado no contato a jusante da trincheira para implantação da galeria de drenagem de jusante. Comportamento compatível com os PZ-11 e PGP-4

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(% BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$\frac{D_m}{H_p}$ $\left(\frac{H_p}{H_m+HD}\right)$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
TUCURUÍ	VERTEDOURO (BLOCO 18)	PZ-7	0,84 (MACIÇO)	0,29	16,40		0,17 (MONT.) 0,43 (JUS.)	0,02 (JUS.)	Piez. localizado a montante da L.D. de jusante em caixa de falha. Apresenta oscilações nas medições piezométricas acompanhando as variações do N.A. de jusante, à semelhança do PZ-9.
		PZ-9	1,00 (MACIÇO)	0,25	24,80		0,26 (MONT.) 0,69 (JUS.)	0,50 (JUS.)	Piez. localizado em metassedimento maciço, próximo à caixa de falha sob o pé de jusante da estrutura. Indica transferência de carga de jusante de cerca de 70%.
		PZ-10	A JUSANTE DA ESTRUTURA NA FUNDAÇÃO	0,43	39,20		0,36 (MONT.) 0,79 (JUS.)	0,55 (JUS.)	Piez. localizado cerca de 8m a jusante da estrutura, interceptando a falha do sistema F2, indicando transferência de carga de jusante de cerca de 80%. Apresenta oscilações compatíveis com as variações do N.A. de jusante.
		PV-9	0,88 (CONTATO)	0,12	9,30	0,12 (MONT.) 0,78 (JUS.)		0,25 (JUS.)	Piez. localizado no contato, a montante da L.D. de jusante. Indica eficiência da drenagem quando comparado ao PV-10. Apresenta oscilações compatíveis com as variações do N.A. de jusante.
		PV-10	0,97 (CONTATO)	0,12	16,10		0,19 (MONT.) 0,63 (JUS.)	0,58 (JUS.)	Piez. localizado no contato, próximo ao pé de jusante da estrutura e à caixa de falha. Indica transferência de carga de jusante de cerca de 60%, apresentando oscilações compatíveis com as variações do N.A. de jusante.
	BARRAGEM DE GRAVIDADE (BLOCO 2)	PBG-1	0,00 (CONTATO)	0,03	42,10	0,61	0,60	0,57	Piez. localizado próximo ao contato estrutura/fundação, sob o pé de montante da estrutura, indicando transferência de carga do reservatório de cerca de 60%.
		PZ-1	0,00 (CONTATO)	0,02	31,60 26,80		0,45 0,39	0,42 0,35	Piez. localizado próximo ao PBG-1, interceptando falha do sistema F3. Indica transferência de carga de montante de cerca de 40%, acompanhando o enchimento do reservatório.
		PZ-2	A MONT. DA ESTRUTURA NA FUNDAÇÃO	0,09	32,90 21,00		0,44 0,28	0,37 0,20	Piez. localizado cerca de 13,00m a montante da estrutura, em região de falha do sistema F3. As medições piezométricas são decrescentes tendendo à estabilização cerca de 6 meses após o enchimento do reservatório, podendo indicar fechamento da falha face à carga do reservatório.
		PZ-3	A MONT. DA ESTRUTURA NA FUND.	0,16	39,70 32,70		0,50 0,41	0,40 0,30	Piez. localizado cerca de 27,00m a montante da estrutura, em metassedimento rítmico, indicando transferência de carga do reservatório de 40% a 50%.

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$\frac{Dm}{H_p}$ $\left(\frac{H_p}{H_m+HD}\right)$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
TUCURUÍ	VERTEDOURO (BLOCO 6)	PV - 1	0,07 (MACIÇO)	0,14	66,60	0,88	0,78	0,77	Piez. localizado em metassedimento maciço fraturado, a montante da região injetada com transferência de carga do reservatório de cerca de 80%
		PZ - 1	0,07 (MACIÇO)	0,13	63,50		0,75	0,74	Piez. localizado próximo ao PV-1, confirmando suas indicações
		PZ - 3	0,00 (MACIÇO)	0,32	18,20		0,18	0,00	Piez. localizado em metassedimento maciço em região de falhas e/ou rocha muito alterada, indicando transferência de carga do reservatório de cerca de 20%
		PZ - 4	A MONT. NA ESTR. DA FUND.	0,59	58,90 44,30		0,50 0,37	0,26 0,07	Piez. localizado no maciço de fundação, interceptando a falha principal, indicando transferência máxima de carga do reservatório de cerca de 50%
		PZ - 5	0,29 (MACIÇO)	0,30	13,30		0,14	-0,05	Piez. localizado em metassedimento maciço a jusante da L.D., não indicando reduções significativas de pressão quando comparado aos resultados do PZ-3
		PZ - 6	0,42 (MACIÇO)	0,58	32,70		0,28	-0,06	Piez. localizado no maciço de fundação, interceptando a falha principal, indicando perda de carga ao longo da falha, quando comparado ao PZ-4
		PZ - 7	0,84 (MACIÇO)	0,29	15,90		0,16 (MONT.)	0,00 (JUS.)	Piez. localizado em metassedimento maciço a montante da L.D. de jusante, indicando eficiência da drenagem quando comparado ao PZ-9
		PZ - 9	1,00 (MACIÇO)	0,27	22,20		0,23 (MONT.) 0,60 (JUS.)	0,34	Piez. localizado em metassedimento maciço sob o pé de jusante da estrutura, indicando transferência de carga de jusante de cerca de 60%
		PZ - 10	A JUSANTE DA ESTRUTURA NA FUND.	0,59	40,30		0,34 (MONT.) 0,66 (JUS.)		Piez. localizado cerca de 15,00m a jusante de estrutura, interceptando a falha principal. Indica transferência de carga de jusante de cerca de 65%
	VERTEDOURO (BLOCO 12)	PZ - 1	0,04 (MACIÇO)	0,15	50,60 38,70		0,58 0,45	0,55 0,41	Piez. localizado em metassedimento maciço fraturado a montante da região injetada, com transferência de carga do reservatório de 45% a 60%
		PZ - 3	0,06 (MACIÇO)	0,23	44,40 30,50		0,48 0,33	0,40 0,23	Piez. localizado em metassedimento maciço a montante da cortina de injeções, indicando transferência de carga do reservatório de 30% a 50%
		PZ - 4	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,50	44,90		0,40	0,16	Piez. localizado cerca de 10m a montante da estrutura, em região de rocha muito fraturada. Indica transferência de carga do reservatório de cerca de 40%
		PZ - 5	0,26 (MACIÇO)	0,25	6,70		0,08	-0,08	Piez. localizado em metassedimento maciço a jusante da L.D., indicando eficiência da drenagem quando comparado ao PZ-3

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p / H_m$	$\frac{Dm}{\left(\frac{H_p}{H_m+HD}\right)}$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
TUCURUÍ	BARRAGEM DE GRAVIDADE (BLOCO 2)	PZ - 4	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,22	8,60 4,10		0,10 0,05		Piez. localizado em metassedimento maciço, cerca de 3m a montante da estrutura, indicando transferência de carga do reservatório de cerca de 5% a 10%
		PZ - 5	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,32	19,10 13,80		0,21 0,15	-0,07 -0,15	Piez. localizado cerca de 9m a montante da estrutura, interceptando a falha principal. Indica transferência de carga do reservatório de 15% a 20%
		PZ - 6	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,50	12,00		0,12	-0,35	Piez. localizado cerca de 17m a montante da estrutura, interceptando a falha sotoposta. Indica transferência de carga do reservatório de cerca de 12%
		PZ - 7	0,28 (MACIÇO)	0,10	8,20 5,70		0,11 0,07	0,00 -0,04	Piez. localizado em metassedimento rítmico a jusante da L.D., indicando excesso de carga nula em relação ao piso da galeria
		PZ - 8	0,40 (MACIÇO)	0,33	0,90		0,00	-0,34	Piez. localizado a jusante da L.D. interceptando a falha principal. Piezômetro praticamente seco, indicando eficiência da drenagem da falha quando comparado ao PZ-5
		PZ - 9	0,47 (MACIÇO)	0,44	5,50		0,06	-0,39	Piez. localizado em metassedimento maciço, a jusante do túnel de drenagem, confirmando sua eficiência
		PZ - 11	1,00 (MACIÇO)	0,33	1,30		0,04	-0,34	Piez. localizado a jusante da estrutura, interceptando a falha principal, indicando não haver transferência da carga de jusante à falha
		PBG - 6	0,90 (CONTATO)	0,30	0,60		0,04	-0,06	Piez. localizado no contato, próximo ao pé de jusante da estrutura, indicando não haver transferência da carga de jusante ao contato estrutura/fundação
		PBG - 9	0,14 (CONTATO)	0,03	16,50 10,50	0,24 0,15		0,19 0,10	Piez. localizado no contato, a montante da L.D. em região injetada, indicando excesso de carga em relação ao piso da galeria de 10% a 20%

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$\frac{Dm}{H_p}$ $\frac{H_p}{H_m+HD}$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
U.H.E. ÁGUA VERMELHA	TOMADA D'ÁGUA/CASA DE FORÇA - BLOCO 2	PZ - 195	0,00 (CONTATO)	0,15	58,00	1,12	0,94	1,01	Piez. no contato a montante da L.I., indicando transferência total da carga do reservatório à fundação
		PZ - 34	0,03 (CONTATO)	0,19	5,50	0,11		0,10	Piez. no contato entre as linhas de injeção e drenagem, indicando eficiência das injeções quando comparado ao PZ - 195
		PZ - 38	0,10 (CONTATO)	0,10	0,00	0,00		-0,09	Piez. no contato, a jusante da L.D. Indica eficiência da drenagem
		PZ - 39	0,23 (CONTATO)	0,10	0,00	0,00		-0,09	Comportamento semelhante ao PZ - 38
		PZ - 41	0,40 (CONTATO)	0,54	2,50	0,05		-0,04	Piez. no contato, a jusante da L.D. intermediária, indicando pressões inferiores ao PZ - 43
		PZ - 43	0,50 (CONTATO)	0,54	4,00	0,08		-0,03	Piez. no contato, indicando pressões inferiores ao PZ - 45
		PZ - 45	0,63 (CONTATO)	0,69	8,00	0,15		0,00	Piez. no contato
		PZ - 47	0,88 (CONTATO)	0,77	3,00	0,06 (MONT.) 0,08 (JUS.)		0,00 (JUS.)	Piez. no contato, a montante das linhas de injeções executadas a partir da gal. drenagem de jusante, com comportamento semelhante ao PZ - 48
		PZ - 48	0,92 (CONTATO)	0,77	3,00	0,06 (MONT.) 0,08 (JUS.)		0,00	Piez. no contato, na região injetada a jusante com excesso de carga nula em relação ao piso da galeria de jusante
		PZ - 194	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,53	8,00	0,15	0,11	-0,09	Piez. cerca de 20m a montante da estrutura indicando transferência da carga do reservatório de cerca de 10%
		PZ - 33	0,00 (MACIÇO)	0,38	13,00	0,25	0,18	0,00	Piez. localizado em basalto compacto, em região injetada, a mesma profundidade do PZ - 194. Indica transferência de carga do reservatório de 20%
		PZ - 37	0,10 (MACIÇO)	0,38	5,00	0,10		-0,21	Piez. localizado em basalto compacto, a jusante da L.D., a mesma profundidade dos PZ - 194 e PZ - 33. Indica eficiência da drenagem

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL (% BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$\frac{D_m}{H_p}$ $(\frac{H_p}{H_m+HD})$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
U.H.E. ÁGUA VERMELHA	TOMADA D'ÁGUA/CASA DE FORÇA - BLOCO 2	PZ-36	0,10 (MACIÇO)	0,50	12,00	0,23		-0,08	Piez. localizado no maciço de fundação interceptando a junta el. 305m a jusante do túnel de drenagem. Indica eficiência deste tratamento.
		PZ-31	A MONT. DA ESTR. NA FUN- DAÇÃO	0,77	10,00	0,19	0,11	-0,38	Piez. localizado em basalto vesículo-amigdaloidal, indicando transfe- rência de carga do reservatório de cerca de 10%.
		PZ-35	0,10 (MACIÇO)	0,81	30,00	0,58		-0,10	Piez. localizado em basalto vesículo-amigdaloidal, a jusante da L.D. de montante, indicando pressões superiores aos demais instrumentos no mesmo horizonte de fundação.
		PZ-40	0,40 (MACIÇO)	0,73	10,00	0,19		-0,35	Piez. localizado em basalto vesículo-amigdaloidal indicando pressões semelhantes ao PZ-31
		PZ-42	0,50 (MACIÇO)	0,73	8,00	0,15		-0,40	Piez. localizado em basalto vesículo-amigdaloidal, a jusante do PZ-40, indicando perda de carga ao longo da camada
		PZ-44	0,63 (MACIÇO)	0,99	21,00		0,11 (MONT.) 0,20 (JUS.)	0,18 (JUS.)	Piez. localizado em basalto compacto, indicando transferência de car- ga de jusante de cerca de 20%.
		PZ-46	0,88 (MACIÇO)	0,99	12,00			0,00 (JUS.)	Piez. localizado em basalto compacto, à mesma profundidade do PZ-44, indicando pressões inferiores.
	VERTEDOURO (BLOCO VS-1)	PZ-94	0,00 (CONTATO)	0,16	2,00	0,04	0,03	-0,02	Piez. localizado no contato em região injetada, indicando não haver transferência de carga do reservatório à fundação. Indica eficiência total das injeções.
		PZ-93	0,00 (MACIÇO)	0,32	6,00		0,09	-0,10	Piez. localizado em basalto compacto injetado, indicando transferên- cia de carga do reservatório de cerca de 10%.
		PZ-98	0,60 (CONTATO)	0,23	0,00	0,00		-0,07	Piez. localizado no contato, seco.



## ANEXO II. - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$\frac{Dm}{H_p}$ $\frac{H_p}{H_m+HD}$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
U.H.E. ÁGUA VERMELHA	VERTEDOURO - BLOCOS - 1	PZ - 97	0,60 (MACIÇO)	0,32	3,00		0,04	-0,13	Piez. localizado em basalto compacto indicando pressões baixas, com perda de carga em relação ao PZ - 101
		PZ - 96	0,50 (MACIÇO)	0,56	12,00		0,14	-0,20	Piez. localizado em basalto vesículo-amigdaloidal, com resultados compatíveis com o PZ - 100
		PZ - 95	0,40 (MACIÇO)	0,71	25,00		0,27	-0,11	Piez. localizado em região inferior do derrame L (basalto compacto) não atingida pela drenagem. Indica pressões superiores àquelas presentes nas camadas subjacentes e perda de carga em relação ao PZ - 99
		PZ - 102	0,90 (CONTATO)	0,19	3,00	0,05 (MONT.) 0,33 (JUS.)		-0,15 (JUS.)	Piez. localizado no contato a montante da L.D. de jusante. Indica transferência de carga de jusante de 30%
		PZ - 101	0,90 (MACIÇO)	0,33	5,00	0,07 (MONT.) 0,42 (JUS.)		-0,35 (JUS.)	Piez. localizado na junta entre derrames J e L, a montante da L.D. de jusante, indicando transferência de carga de jusante de cerca de 40%
		PZ - 100	0,90 (MACIÇO)	0,51	12,00	0,14 (MONT.) 0,86 (JUS.)			Piez. localizado em basalto vesículo-amigdaloidal a montante da L.D. de jusante, indicando transferência de carga de jusante de cerca de 90%
		PZ - 99	0,90 (MACIÇO)	0,75	28,00	0,30 (MONT.) 0,72 (JUS.)		-0,10 (JUS.)	Piez. localizado em região inferior do derrame L (basalto compacto) a montante da L.D. de jusante. Indica transferência de carga de jusante de cerca de 70%
		PZ - 104	0,80 (CONTATO)			0,80 (JUS.)			Piez. localizado no contato, sob a laje do vertedouro, a montante da linha de injeções. Indica transferência de carga de jusante de 80%, denotando ineficiência das injeções
		PZ - 103	0,75 (MACIÇO)				0,93 (JUS.)		Piez. localizado em basalto vesículo-amigdaloidal, sob a laje do vertedouro, indicando transferência de carga de jusante de 90%

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$\frac{Dm}{H_p} \left( \frac{H_p}{H_m+HD} \right)$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
U.H.E. ÁGUA VERMELHA	VERTEDOURO - BLOCOS - 8	PZ-154S	0,00 (CONTATO)	0,16	48,00	0,91	0,78	0,77	Piez. localizado no contato, indicando transferência de carga do reservatório de cerca de 80%
		PZ-154	0,04 (CONTATO)	0,16	42,00	0,79	0,68	0,66	Piez. localizado no contato em região injetada, indicando transferência de carga do reservatório de cerca de 70%, denotando eficiência reduzida das injeções.
		PZ-160	0,42 (CONTATO)	0,16	0,00	0,00		-0,05	Piez. no contato, seco, indicando eficiência da drenagem
		PZ-164	0,70 (CONTATO)	0,16	0,00	0,00		-0,05	Comportamento semelhante ao PZ-164
		PZ-165	0,94 (CONTATO)	0,16	0,00	0,00		-0,05	Comportamento semelhante aos Pz-160 e PZ-164
		PZ-154I	A MONT. DA ESTR. NA FUN- DAÇÃO	0,47	65,00		0,83	0,78	Piez. localizado cerca de 27m a montante da estrutura, na junta el. 305m, indicando transferência de cerca de 80% da carga do reservatório, caracterizando alimentação direta da junta através de afloramento da estrutura geológica circular a montante da estrutura.
		PZ-156	0,13 (MACIÇO)	0,51	6,00		0,07	-0,25	Piez. localizado na estrutura geológica circular a jusante da L.D., indicando eficiência da drenagem
		PZ-158	0,40 (MACIÇO)	0,43	0,00		0,00		Comportamento semelhante ao PZ-156
		PZ-155	0,13 (MACIÇO)	0,77	22,50		0,24	-0,19	Piez. localizado em basalto vesículo-amigdaloidal em região não atingida pela drenagem, indicando pressões superiores às medidas nas camadas subjacentes.
		PZ-157	0,40 (MACIÇO)	0,77	17,00		0,18	-0,29	Comportamento semelhante ao PZ-155, indicando perda de carga quando comparado às medições deste instrumento.
		PZ-161	0,69 (MACIÇO)	0,75	19,00		0,20	-0,25	Comportamento semelhante aos PZ-155 e PZ-157 indicando pressões superiores ao PZ-157.

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(% BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$\frac{Dm}{H_p}$ $(\frac{H_p}{H_m+HD})$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
U.H.E. ÁGUA VERMELHA	VERTEDOIRO (BLOCO VS-8)	PZ-167	0,87 (CONTATO)		9,00		0,82 (JUS.)		Piez. localizado no contato sob a laje do vertedouro, indicando transferência de carga de jusante de cerca de 80%, denotando ineficiência das injeções de jusante.
		PZ-166	0,71 (MACIÇO)		24,00		0,96 (JUS.)		Piez. localizado na junta el.305m, indicando transferência total da carga de jusante à descontinuidade, confirmando ineficiência das injeções de jusante.
	MURO CENTRAL - BLOCO MC-2	PZ-201S	0,00 (CONTATO)	0,10	3,00	0,05	0,05	-0,08	Piez. localizado no contato, não indicando transferência significativa de carga do reservatório, comprovando eficiência das injeções.
		PZ-201I	A MONTANTE DA ESTRUT. NA FUNDAÇÃO	0,60	28,00		0,30	-0,12	Piez. localizado cerca de 20m a montante da estrutura em basalto vesículo-amigdaloidal, base do derrame J, indicando transferência de carga do reservatório de cerca de 30%.
		PZ-82	0,14 (CONTATO)	0,10	0,00	0,00		-0,08	Piez. no contato a jusante da L.D., seco
		PZ-81	0,14 (MACIÇO)	0,25	0,00		0,00	-0,24	Piez. em basalto compacto, a jusante da L.D., seco
		PZ-80	0,14 (MACIÇO)	0,34	0,00		0,00	-0,30	Piez. na estrutura geológica circular, a jusante do túnel de drenagem, seco
		PZ-79	0,14 (MACIÇO)	0,60	28,00		0,30	-0,12	Piez. localizado à mesma profundidade do PZ-201I, em camada não interceptada pela drenagem. Indica pressões semelhantes ao PZ-201I
		PZ-86	0,43 (CONTATO)	0,10	0,00	0,00		-0,08	Comportamento semelhante ao PZ-82
		PZ-85	0,43 (MACIÇO)	0,25	0,00		0,00	-0,24	Comportamento semelhante ao PZ-81
		PZ-84	0,43 (MACIÇO)	0,34	7,00		0,10	-0,18	Piez. localizado na junta da feição geológica circular, à mesma elevação dos PZ-80 e PZ-88. Indica a mesma pressão do PZ-88.

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$\frac{Dm}{H_p} \cdot \frac{H_p}{H_m+HD}$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
U.H.E. ÁGUA VERMELHA	MURO CENTRAL - BLOCO MC - 2	PZ - 83	0,43 (MACIÇO)	0,60	25,00		0,27	-0,17	Piez. localizado na mesma elevação dos PZ-201 I e PZ-79, indicando perda de carga em relação aos valores indicados por esses instrumentos
		PZ - 90	0,75 (CONTATO)	0,10	0,00	0,00		-0,08	Piez. localizado no contato, a montante da L.I. de jusante, seco
		PZ - 89	0,75 (MACIÇO)	0,25	4,00		0,05 (MONT.) 0,20 (JUS.)		Piez. localizado a montante da L.I. de jusante em camada de basalto compacto, à mesma elevação dos PZ-85 e PZ-81. Indica transferência de 20% de carga de jusante
		PZ - 88	0,75 (MACIÇO)	0,34	7,00		0,10 (MONT.) 0,50 (JUS.)	-0,18	Piez. localizado na estrutura geológica circular, à mesma elevação do PZ-84. Indica transferência de 50% da carga de jusante, apresentando a mesma pressão indicada no PZ-84
		PZ - 87	0,75 (MACIÇO)	0,60	27,00		0,29 (MONT.) 0,70 (JUS.)	-0,13	Piez. localizado na mesma elevação dos PZ-201 I, PZ-79 e PZ-83, indicando transferência de 70% da carga de jusante à camada de basalto vesículo-amigdaloidal
U.H.E. ITAIPU	VERTEDOURO - BLOCO A - 7	PS - A - 14	0,00 (CONTATO)	0,27	35,00	1,18	0,93	0,92	Piez. no contato indicando transferência de cerca de 90% da carga do reservatório
		PS - A - 15	0,10 (CONTATO)	0,31	5,20	0,18		0,05	Piez. no contato a montante da L.D. em região injetada. Indica 5% de excesso de carga em relação ao piso da galeria
		PS - A - 16	0,17 (CONTATO)	0,30	3,20	0,11		0,01	Piez. no contato a jusante da L.D., indicando excesso de carga de 1% em relação ao piso da galeria
		PS - A - 17	A MONTANTE DA ESTRUTURA NA FUND.	0,70	15,90		0,32	0,09	Piez. localizado cerca de 5m a montante da estrutura na brecha D, indicando transferência de carga do reservatório de 30%

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$\frac{D_m}{H_p} \left( \frac{H_p}{H_m + HD} \right)$	$\frac{H_p - H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
U.H.E. ITAIPU	VERTEDOURO - BLOCO A7	PS - A - 18	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,89	6,30 10,30		0,11 0,18	-0,38 -0,27	Piez. localizado cerca de 7m a montante da estrutura, na junta D. Apresenta lenta ascensão do nível piezométrico desde a fase de enchimento do reservatório. Transferência de 10 a 20% da carga do reservatório
		PS - A - 19	0,10 (MACIÇO)	0,59	11,40		0,24	0,00	Piez. localizado na brecha D, a montante da L.D., em região injetada. Comparado com o PS-A-17 e PS-A-21 indica a brecha como dreno natural subhorizontal
		PS - A - 20	0,10 (MACIÇO)	0,94	21,90		0,38	0,00	Piez. localizado na junta D, a montante da L.D.
		PS - A - 21	0,20 (MACIÇO)	0,58	11,13		0,24	0,00	Piez. localizado na brecha D, a jusante da L.D. Indica perda de carga ao longo da junta
		PS - A - 22	0,30 (MACIÇO)	0,88	16,20		0,29	-0,10	Piez. localizado na junta D, a jusante da L.D.
	BAR. LAT. DIREITA - BLOCO D7	PSD - 13	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,82	14,20		0,26	0,12	Piez. localizado cerca de 5m a montante da estrutura, na brecha D, indicando transferência da carga do reservatório de 30%
		PSD - 15	0,20 (MACIÇO)	0,84	9,80		0,18	-0,02	Piez. na brecha D a montante da L.D., indicando perda de carga em relação ao PSD-13
		PSD - 17	0,50 (MACIÇO)	0,85	10,30		0,19	-0,02	Piez. na brecha D a jusante da L.D., indicando pressão semelhante ao PSD-13
		PSD - 14	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	1,08	0,05		0,00	-0,40	Piez. localizado cerca de 18m a montante da estrutura na junta D, praticamente seco
		PSD - 16	0,10 (MACIÇO)	1,19	1,15		0,02	-0,44	Piez. localizado na junta D, a montante da L.D. em região injetada, praticamente seco
		PSD - 18	0,50 (MACIÇO)	1,20	23,90		0,37	0,06	Piez. localizado na junta D, a jusante da L.D. Possível recarga da junta por jusante

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d( % BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$\frac{D_m}{\left(\frac{H_p}{H_m+HD}\right)}$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
U.H.E. ITAIPU	BAR. LAT. DIREITA - BLOCO D8	PSD-22	0,00 (MACIÇO)	0,37	17,60		0,43	0,19	Piez. localizado na junta E superior, com transferência de carga do reservatório de 40%.
		PSD-25	0,34 (MACIÇO)	0,40	3,85		0,09	-0,30	Piez. na junta E superior a montante da L.D., indicando eficiência das injeções.
		PSD-28	0,85 (MACIÇO)	0,38	1,40		0,03	-0,36	Piez. na junta E superior a jusante da L.D., indicando perda de carga ao longo da junta.
		PSD-23	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,54	20,13		0,44	0,10	Piez. localizado cerca de 10m a montante da estrutura, na junta E inferior, com transferência de carga do reservatório de 40%.
		PSD-26	0,29 (MACIÇO)	0,61	14,06		0,30	-0,16	Piez. localizado na junta E inferior a montante da L.D, indicando perda de carga ao longo da junta quando comparado ao PSD-23.
		PSD-29	0,85 (MACIÇO)	0,66	14,40		0,29	-0,19	Piez. localizado na junta E inferior a jusante da L.D., com pressão semelhante ao PSD-26.
		PSD-24	0,00 (MACIÇO)	1,16	12,80		0,20	-0,74	Piez. localizado na junta D, indicando transferência de carga do reservatório de 20%.
		PSD-27	0,23 (MACIÇO)	1,18	29,30		0,45	-0,21	Piez. localizado na junta D a montante da L.D.
		PSD-30	0,85 (MACIÇO)	1,23	0,50		0,01	-1,15	Piez. localizado na junta D a jusante da L.D., praticamente seco.
	BAR. LAT. DIR. - BLOCO D20	PSD-55	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	1,47	36,40		0,50	-0,11	Piez. localizado cerca de 14m a montante da estrutura na junta D, indicando transferência de carga do reservatório de 50%.
		PSD-57	0,14 (MACIÇO)	1,46	33,30		0,46	-0,11	Piez. localizado na junta D, a montante da L.D., indicando perda de carga em relação ao PSD-55
		PSD-59	0,60 (MACIÇO)	1,39	30,60		0,43	-0,11	Piez. localizado na junta D, a jusante da L.D., indicando perda de carga em relação aos PSD-55 e PSD-57.

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%)BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$H_p/H_m$	$\frac{D_m}{H_p}$ $(\frac{H_p}{H_m+HD})$	$\frac{H_p-H_d}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
U.H.E. ITAIPU	BAR.LAT.DIREITA - BLOCO D38	PSD - 88	0,00 (MACIÇO)	0,69	14,00		0,19	-0,31	Piez. localizado na brecha D, indicando transferência de carga do reservatório de 20%
		PSD - 90	0,19 (MACIÇO)	0,70	21,00		0,29	-0,14	Piez. localizado na brecha D, a montante da L.D., indicando pressão superior ao PSD-88
		PSD - 92	0,50 (MACIÇO)	0,73	21,00		0,29	-0,15	Piez. localizado na brecha D, a jusante da L.D., indicando mesma pressão do PSD-90
		PSD - 89	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,95	44,10		0,53	0,09	Piez. localizado cerca de 7m a montante da estrutura, indicando transferência de carga do reservatório de cerca de 50%
		PSD - 91	0,13 (MACIÇO)	0,96	38,30		0,46	0,00	Piez. localizado na junta D a montante da L.D., indicando perda de carga em relação ao PSD-89
		PSD - 93	0,50 (MACIÇO)	0,98	37,20		0,44	-0,03	Piez. localizado na junta D a jusante da L.D., indicando perda de carga em relação aos PSD-89 e PSD-91
	BAR.LAT.DIREITA - BLOCO D52	PSD - 113	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,52	10,60		0,13	-0,23	Piez. localizado cerca de 5m a montante da estrutura, indicando transferência da carga do reservatório de cerca de 10%
		PSD - 115	0,20 (MACIÇO)	0,49	0,00		0,00	-0,37	Piez. localizado na brecha D, a montante da L.D., seco, indicando eficiência da drenagem e injeções
		PSD - 117	0,70 (MACIÇO)	0,48	0,00		0,00	-0,37	Piez. localizado a jusante da L.D. na brecha D, seco
		PSD - 114	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,71	16,90		0,18	-0,29	Piez. localizado cerca de 13m a montante da estrutura na junta D, indicando transferência da carga do reservatório de 20%
		PSD - 116	0,20 (MACIÇO)	0,68	3,60		0,04	-0,53	Piez. localizado na junta D a montante da L.D., indicando eficiência das injeções e drenagem
		PSD - 118	0,70 (MACIÇO)	0,70	12,90		0,14	-0,37	Piez. localizado na junta D a jusante da L.D., indicando alimentação da junta por jusante

## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(% BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$\frac{Hp}{(m)}$	$\frac{Hp}{Hm}$	$\frac{Dm}{\left(\frac{Hp}{Hm+HD}\right)}$	$\frac{Hp-Hd}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
U.H.E. ITAIPU	BAR. LATERAL DIREITA BLOCO D54	PSD-122	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,68	10,60		0,13	-0,24	Piez. localizado cerca de 5m a montante da estrutura com comportamento semelhante ao PSD-113
		PSD-124	0,15 (MACIÇO)	0,63	0,00		0,00	-0,42	Piez. localizado na brecha D a montante da L.D. com comportamento semelhante ao PSD-115
		PSD-126	0,90 (MACIÇO)	0,64	0,00		0,00	-0,42	Piez. localizado na brecha D a jusante da L.D. com comportamento semelhante ao PSD-117.
		PSD-123	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,92	23,40		0,25	-0,20	Piez. localizado cerca de 14m a montante da estrutura na junta D, indicando transferência de carga do reservatório de cerca de 25%.
		PSD-125	0,15 (MACIÇO)	0,91	12,10		0,13	-0,40	Piez. localizado a montante da L.D. na junta D, indicando perda de carga em relação ao PSD-123
		PSD-127	0,90 (MACIÇO)	0,85	10,80		0,12	-0,40	Piez. localizado a jusante da L.D. na junta D, indicando perda de carga em relação aos PSD-123 e PSD-125.
	BAR. LATERAL DIREITA BLOCO D57	PSD-138	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,62	2,70		0,03	-0,38	Piez. localizado cerca de 5m a montante da estrutura na brecha D, não indicando transferência de carga do reservatório à fundação
		PSD-140	0,15 (MACIÇO)	0,59	3,75		0,04	-0,39	Piez. localizado na brecha D, a montante da L.D., com pressões compatíveis com o PSD-138
		PSD-142	0,93 (MACIÇO)	0,52	0,60		0,01	-0,41	Piez. localizado na brecha D, a jusante da L.D., indicando perda de carga em relação aos PSD-138 e PSD-140
		PSD-139	A MONT. DA ESTR. NA FUND.	0,77	30,60		0,32	-0,07	Piez. localizado cerca de 14m a montante da estrutura na junta D, indicando transferência de carga de cerca de 30%.
		PSD-141	0,15 (MACIÇO)	0,75	17,70		0,18	-0,33	Piez. localizado a montante da L.D. na junta D, indicando perda de carga em relação ao PSD-139
		PSD-143	0,90 (MACIÇO)	0,72	6,60		0,07	-0,49	Piez. localizado a jusante da L.D. na junta D, indicando perda de carga ao longo da junta.



## ANEXO II - MEDIÇÕES PIEZOMÉTRICAS

BARRAGEM	ESTRUTURA	IDENTIFICAÇÃO PIEZÔMETRO	LOCAL d(%BASE)	$K = \frac{HD}{Hm}$	$H_p$ (m)	$\frac{H_p}{Hm}$	$\frac{Dm}{Hm+HD}$	$\frac{H_p-Hd}{\Delta H}$	OBSERVAÇÕES
PALMAR	TOMADA D'ÁGUA/CASA DE FORÇA (BLOCO 2)	PZ - TA - 2	0,00	0,40	8,99		0,20	0,08	Piez. localizado 3m abaixo do contato em região de basalto denso, próximo a L.I. de montante. Pressão indicando eficiência das injeções e/ou ligação com drenagem
		PZ - TA - 3	0,04	0,96	22,54		0,35	-0,04	Piez. localizado 24m abaixo do contato a montante da L.D. Excesso de carga nula em relação a CD. Invariância em relação às flutuações do N.A. Transferência de carga do reservatório de 35%
		PZ - TA - 4	0,04	0,78	16,3		0,28	-0,04	Piez. localizado 18m abaixo do contato, a montante da L.D., interceptando a descontinuidade. Comportamento semelhante ao PZ-TA-3
		PZ - TA - 5	0,05	0,40	10,81		0,24	0,13	Piez. localizado 3m abaixo do contato em região de basalto denso, próximo a L.D.
		PZ - TA - 6	0,20	0,78	6,95		0,12	-0,19	Piez. no mesmo nível do PZ-TA-4. Carga inferior ao PZ-TA-4 por estar localizado a jusante da L.D.
		PZ - TA - 7	0,12	0,40	4,15		0,09	-0,04	Piez. localizado 3m abaixo do contato em região de basalto denso, a jusante da L.D.
		PZ - TA - 8	0,83		5,65		0,09	-0,02	
		PZ - TA - 9	0,90		6,04		0,09	-0,02	
		PZ - TA - 10	1,00		9,36		0,14	0,04	

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (01) A.B.M.S., A.B.G.E., C.B.M.R. - "Cadastro Geotécnico das Barragens da Bacia do Alto Paraná", Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, (1983).
- (02) ANDRADE, R.M. - "A Drenagem nas Fundações das Estruturas Hidráulicas", Engevix S.A., (1982).
- (03) ANDRADE, R.M. - "Cálculo da Subpressão em Estruturas de Concreto Assentes em Maciços Permeáveis Anisotrópicos", Engevix S.A., (1980).
- (04) ANDRADE, R.M. - "Desempenho dos Sistemas Usuais de Alívio de Subpressões em Estruturas Hidráulicas de Concreto", XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Recife, Vol.I, pp. 393 - 410, (1981).
- (05) ANDRADE, R.M. - "Hidrogeotecnia nas Barragens - Método de Análise", Engevix S.A., (1984).
- (06) ANDRADE, R.M. - "Novas Técnicas para a Determinação das Propriedades Hidráulicas dos Maciços Fraturados", Engevix S.A., (1987).
- (07) ANDRADE, R.M. - "O Controle da Subpressão pela Drenagem Horizontal", Engevix S.A., (1983).
- (08) BARBI, A.L. - "Comportamento de Fundações de Barragens de Concreto. Fatores Condicionantes e Desempenho dos Tratamentos", Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, Vol.IB, pp. 209 - 231, (1983).
- (09) BJORNBERG, A.J.S. e KUTNER, A.S. - "Resumo das Feições Geológicas de Interesse às Fundações em Rocha, em Barragens da Bacia do Alto Paraná", Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, Vol.IA, pp. 263 - 297, (1983).
- (10) BRAZILIAN COMMITTEE ON LARGE DAMS - "Main Brazilian Dams - Design, Construction and Performance", BCOLD Publications Committee, (1982).

- (11) CASAGRANDE, A. - "Control of Seepage Through Foundations and Abutments of Dams", First Rankine Lecture, Harvard University, Geotechnique, Vol.XI, nº 3, pp. 161 - 182, (1961).
- (12) CREAGER, W.P. e JUSTIN, J.D. - "Hydroelectric Handbook" , John Wiley & Sons, Londres, (1950).
- (13) COELHO, P.S.M. - "Simulação de Subpressão em Barragens de Concreto", XIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, Vol.II, pp. 161 - 182, (1980).
- (14) CRUZ, P.T. - "A Busca de Um Método mais Realista para a Análise de Maciços Rochosos como Fundações de Barragens de Concreto", XI Seminário Nacional de Grandes Barragens, Fortaleza, (1976).
- (15) CRUZ, P.T. e BARBOSA, J.A. - "Critérios de Cálculo para Subpressões e Análises de Estabilidades ao Escorregamento em Barragens de Concreto Gravidade", XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Recife, Vol.I, pp. 331 - 354 , (1981).
- (16) CRUZ, P.T. e SILVA, R.F. - "Uplift Pressures at the Base and in the Rock Basaltic Foundations of Gravity Concrete Dams", International Symposium on Rock Mechanics Related to Dam Foundations, Rio de Janeiro, Vol.I, pp. III.1-III.25, (1978).
- (17) DACHLER, R. - "Grundwassertrömung", Verlag, Viena, (1936).
- (18) ENGEVIX S.A. - "U.H.E. Tucuruí - Critérios de Cálculo , (1977).
- (19) ENGEVIX S.A. - "Usina Hidrelétrica de Tucuruí - Instrumentação das Obras de Concreto e Dique a Jusante da Área de Montagem - Níveis para Controle e Avaliação da Segurança das Obras", Rel. TUC-10-17188-RE, (1986).

- (20) FILHO, A.A., SILVEIRA, J.F.A., GAIOTO, N. e PINCA, R.L. - "Controle de Subpressões e de Vazões na Ombreira Esquerda da Barragem de Água Vermelha - Análise Tridimensional de Percolação pelo MEF", XIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro, Vol.II, pp.49 - 73, (1980).
- (21) FORCHHEIMER, P. - "Tratado de Hidráulica", Editorial Labor S.A., Argentina, Buenos Aires, (1939).
- (22) GUIDICINI, G. e ANDRADE, R.M. - "Considerações sobre o Tratamento das Fundações de Estruturas Hidráulicas", Simpósio sobre a Geotecnia do Alto Paraná, Vol.IA, pp. 319 - 350, (1983).
- (23) GUIDICINI, G., CRUZ, P.T. e ANDRADE, R.M. - "Controle de Subpressões no Maciço de Fundação da Hidrelétrica de Itaúba, RS", XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Recife, Vol.I, pp. 291 - 311, (1981).
- (24) HIRSCHFELD, R.C. e DOULOS, S.J. - "Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume", John Wiley & Sons, Inc., pp. 21 - 46, (1973).
- (25) HOFFMAN, O. - "Permeazioni D'Acqua e Loro Effeti Nei Muri Di Ritenuta", Ulrico Hoepli, Milano, (1928).
- (26) ITAIPU BINACIONAL - "Aproveitamento Hidrelétrico de Itaipu - Relatório de Interpretação da Instrumentação - Barragem Lateral Direita e Vertedouro - Fase de Operação do Reservatório (julho/85 a setembro/85)", Rel.4066-50-5019 -P-ROB, (1986).
- (27) ITAIPU BINACIONAL - "Vertedouro e Barragem Lateral Direita - Instrumentação de Fundação", DGMRI 03-148-85, (1985).
- (28) JAEGER, C. - "Rock Mechanics and Engineering", Cambridge University Press, London, (1972).

- (29) LEONARDS, G.A. - "Foundation Engineering", Mc. Graw - Hill Book Company, pp. 241 - 350, (1962).
- (30) MASCARENHAS, A.A.F.T. - "Percolação na Fundação de Barragens de Betão", Tese Apresentada para a Obtenção do Grau de Especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Ministério da Habitação e Obras Públicas, L.N.E.C., Serviço de Barragens - Divisão de Observação, Proc. 43/11/6158, Vol.1,(1979).
- (31) MELLO, V.F.B. - "Reflexões Críticas sobre as Análises Convencionais de Estabilidade de Barragens - Gravidade sobre Rocha", Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Alto Paraná, Vol.IA, pp. 17 - 48, (1983).
- (32) MUSKAT, M. - "The Flow of Homogeneous Fluids Through Porous Media", Mc. Graw-Hill Book Company, (1937).
- (33) NETO, S.B. - "Condicionantes Geotécnicos ao Projeto das Estruturas de Concreto da U.H.E. de Tucuruí", Simpósio sobre o Desenvolvimento Hidrelétrico da Região Amazônica, São Paulo, Vol.I, pp. 260 - 270, (1981).
- (34) SABARLY, F. - "Les Injections et les Drainages de Fondations de Barrages en Roches Peu Permeables", Geotechnique, Vol. XVIII, nº 2, pp. 229 - 249, (1968).
- (35) SILVEIRA, J.F.A., MIYA, S. e CARDIA, R.J.R. - "Análise do Comportamento Hidrogeotécnico do Maciço Basáltico de Fundação das Estruturas de Concreto da Usina Água Vermelha" - XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Recife, Vol.I, pp. 355 - 378, (1981).
- (36) SOOS, I.G.K. - "Subpressão - Critérios e Cálculo" - XIV Seminário Nacional de Grandes Barragens, Recife, Vol.I, pp. 247 - 266, (1981).
- (37) U.S.B.R. - "Design of Gravity Dams", (1976).

- (38) VARGAS, M. e BARROS, F.P. - "História das Obras na Bacia do Alto Paraná", Simpósio sobre a Geotecnia da Bacia do Rio Paraná, Vol.IA, pp. 59 - 68, (1983).